



Étude technique d'un château d'eau en béton armé de 730 m³ du projet d'alimentation en eau potable à Aguidi au Bénin

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2iE AVEC GRADE DE
MASTER
SPECIALITE Génie Civil – Bâtiment et Travaux Publics

Présenté et soutenu publiquement le 22 janvier 2026 par

Younsou Ganda Abdoul Moumouni (n°20210939)

Directeur de mémoire : Pr Adamah MESSAN, Professeur Titulaire, Enseignant-Chercheur,
Institut 2iE

Encadrant : Dr Decroly DJOUBISSIÉ, Maître-Assistant (CAMES), Enseignant-Chercheur,
Institut 2iE

Maître de stage : Ing. chaibou Moussa, BINET

Structure d'accueil du stage : Bureau d'Ingénierie et d'Études techniques en BTP (BINET)

Jury d'évaluation du mémoire :

Président : Dr. (MC) Lawani Adjadi MOUNIROU

Membres : Dr. Hassane SEINI MOUSSA

M. (Doctorant/PhD) Simon-pierre SALASSI

Promotion 2026

Dédicace

À mes parents,

Vous êtes les piliers de ma vie et les véritables architectes de ce parcours. Par votre patience, vos sacrifices et votre amour sans faille, vous avez bâti en moi la force d'aller jusqu'au bout. Puisse cette étape constituer pour vous un motif de satisfaction.

Younsou Ganda Abdoul Moumouni

Remerciements

Avant tout développement sur cette expérience professionnelle. Il convient, en préambule au présent rapport de stage, d'adresser mes remerciements les plus respectueux à toutes les personnes ayant pris part à mon encadrement et à mon accompagnement, dont l'expertise, la rigueur et l'engagement ont permis de faire de cette période de formation une expérience particulièrement enrichissante et structurante pour mon avenir professionnel.

Je tiens tout d'abord à exprimer ma gratitude au Professeur El Hadji Bamba DIAW Directeur de l'institut international d'ingénierie de l'eau et de l'environnement, pour m'avoir accordé l'opportunité d'effectuer ce stage et pour l'intérêt constant porté à mon travail.

Je remercie chaleureusement le Professeur Adamah MESSAN, mon Directeur de mémoire, pour ses précieux conseils, son suivi attentif et sa disponibilité tout au long de la rédaction de ce mémoire.

Aussi je remercie sincèrement Dr. Decroly DJOUBISSIE et Ing. chaibou MOUSSA, mes encadrants qui m'ont formé et accompagné tout au long de cette expérience professionnelle avec beaucoup de patience et de pédagogie.

Enfin je remercie l'ensemble des employés de BINET pour les conseils qu'ils ont pu me prodiguer au cours de ces mois.

Résumé

Ce présent projet a pour objectif principal de proposer une étude technique détaillée d'un château d'eau de capacité 730 m³ en béton armé pour subvenir aux besoins en eau potable de la population. Le dimensionnement de la structure a été effectué manuellement dans un premier temps puis on a ensuite mené une étude sur le logiciel de calcul par éléments finis Robot Structural Analysis Professionnal selon les règles de l'art et suivant les règles de BAEL 99, la norme NV65, le fascicule 74 et le DTU 13.12. Le château est constitué d'un réservoir tronconique couvert par une coupole, une tour circulaire reposant sur un radier général en fondation. Une planification et une évaluation du cout de la réalisation du projet ont été réalisées. L'étude permet d'obtenir quelques résultats principaux. 10 HA25 pour la section d'aciers principaux de la ceinture supérieure réparties uniformément sur toute la circonférence. Ces aciers sont disposés respectivement en quatre lits de trois, deux, deux et trois barres par rapport à la verticale avec un enrobage de 3 cm ; 32 HA25 + 8 HA40 pour les armatures principales de la ceinture inférieure réparties uniformément sur toute la circonférence. Ces aciers sont disposés respectivement en quinze lits de huit, deux pour les lits intermédiaires et sept barres par rapport à la verticale avec un enrobage de 3 cm ; HA12 espace de 8 cm pour la coupole supérieure. Ces aciers sont disposés dans le sens radial de manière à avoir l'espacement minimal de 3,75 cm au niveau de la plus petite cerce ; HA16 espacé de 15 cm en deux nappes pour la section d'armature de la coupole inférieure ; 155 HA10 espacé de 33 cm disposés en deux nappes pour la section d'armature principal de la tour support ; 131 HA40 espacé de 8,32 cm disposés de façon uniforme dans un des sens de répartitions du lit inférieur et 17 HA14 espacé de 44,23 cm disposés de façon uniforme dans un des sens de repartitions du lit supérieur pour le radier. Pour la paroi tronconique des HA 16 espacé de 10 cm disposés en deux nappes.

Le cout global prévisionnel de réalisation de l'ouvrage est évalué à la somme de huit cent vingt-six millions quatre cent trente-neuf mille six cent trente-six **(826.439.636) FCFA**.

Mots clés

1. Château d'eau
2. Structure
3. Calcul analytique
4. Éléments finis
5. Béton armé

Abstract

This project primarily aims to provide a comprehensive technical study for the design of a 730 m³ reinforced concrete water tower intended to meet the potable water demands of the population. The structural design was initially carried out manually and subsequently analyzed using the finite element software Autodesk Robot Structural Analysis Professional, in compliance with engineering best practices and relevant standards, namely BAEL 99, NV65, Fascicule 74, and DTU 13.12. The structure consists of a truncated conical reservoir covered by a dome, supported by a circular tower resting on a general raft foundation. In addition, a project planning schedule and a comprehensive cost assessment were established. The study yielded several significant structural design results. The upper ring beam requires 10 HA25 main reinforcement bars uniformly distributed along the entire circumference, arranged in four layers consisting respectively of three, two, two, and three bars, with a concrete cover of 3 cm. The lower ring beam is reinforced with 32 HA25 and 8 HA40 bars uniformly distributed around the circumference, arranged in fifteen layers composed of eight bars, two bars for the intermediate layers, and seven bars vertically, also with a 3 cm concrete cover. The upper dome reinforcement consists of HA12 bars spaced at 8 cm and arranged radially to ensure a minimum spacing of 3.75 cm at the smallest hoop. The lower dome is reinforced with HA16 bars spaced at 15 cm in two layers. The supporting tower requires 155 HA10 bars spaced at 33 cm and arranged in two reinforcement layers. For the raft foundation, 131 HA40 bars spaced at 8.32 cm are uniformly distributed in one direction of the lower reinforcement layer, while 17 HA14 bars spaced at 44.23 cm are uniformly distributed in one direction of the upper reinforcement layer. The truncated conical wall is reinforced with HA16 bars spaced at 10 cm and arranged in two layers.

The estimated overall construction cost of the structure amounts to eight hundred and twenty-six million four hundred and thirty-nine thousand six hundred and thirty-six **(826,439,636)**

CFA francs.

Keywords :

1. Water tower
2. Structure
3. Modeling
4. Finite element analysis
5. Reinforced concrete

Sommaire

Dédicace.....	i
Remerciements	ii
Résumé	iii
Abstract.....	iv
Abréviations et sigles.....	ix
Liste des figures	xi
Liste des tableaux	xiii
Introduction générale.....	1
Chapitre I. Présentation de la structure d'accueil et du projet	2
I.1. Introduction	2
I.2. Présentation de la structure d'accueil.....	2
I.2.1. Présentation générale.....	2
I.2.2. Mission de la structure BINET	2
I.2.3. Situation géographique du siège de l'entreprise	2
I.2.4. Organisation et personnels.....	3
I.3. Cadre du projet.....	4
I.3.1. Contexte du projet	4
I.3.2. Situation géographique de la zone d'étude	5
I.3.3. Situation démographique et climatique	7
I.3.4. Problématique	8
I.3.5. Objectif de l'étude	8
I.3.6. Description du projet	8
I.4. Études géotechniques	12
I.5. Généralité sur les réservoirs	14
I.5.1. Définition d'un réservoir	14
I.5.1. Place du réservoir dans le réseau	15
I.5.2. Étanchéité.....	16
I.5.3. Effets climatiques.....	16

I.5.4.	Etudes des sols de fondation	16
	Conclusion	16
Chapitre II. Méthode analytique du dimensionnement des éléments de structure du réservoir 18		
II.1.	Introduction	18
II.2.	Hypothèse de l'étude.....	18
II.2.1.	Chargement	18
II.2.2.	Combinaisons.....	19
II.2.3.	Béton.....	19
II.2.4.	L'acier.....	22
II.2.5.	Données dimensionnelles	24
II.2.6.	Vérification de la capacité de la cuve.....	25
II.3.	Coupole de couverture	26
II.4.	Ceinture supérieure	28
II.5.	Paroi de la cuve tronconique	29
II.6.	Cheminée	32
II.7.	Coupole inférieure.....	33
II.8.	Ceinture d'appui.....	33
II.9.	Fut cylindrique ou bien tour	35
II.10.	Fondation	37
II.11.	Etude de la stabilité de l'ouvrage.....	41
II.11.1.	Stabilité au reversement.....	41
II.11.2.	Stabilité au glissement	42
	Conclusion	43
Chapitre III. Résultats du dimensionnement analytique.....44		
III.1.	Introduction	44
III.1.1.	Evaluation de la demande en eau potable de la zone d'étude du projet	44
III.1.2.	Prédimensionnement de la cuve.....	44

III.1.3.	Calcul du ferrailage coupole supérieure	45
III.1.4.	Calcul du ferrailage de la ceinture supérieure.....	46
III.1.5.	Calcul du ferrailage de la paroi de la cuve tronconique	46
III.1.6.	Calcul ferrailage de la ceinture d'appui.....	48
III.1.7.	Calcul ferrailage fond de cuve	49
III.1.8.	Calcul ferrailage fut cylindrique (tour).....	50
III.1.9.	Calcul ferrailage fondation	50
III.2.	Stabilité externe de l'ouvrage	50
III.2.1.	Stabilité au renversement.....	51
III.2.2.	Stabilité au glissement.....	51
	Conclusion	51
Chapitre IV.	Dimensionnement en béton armée des éléments de la structure avec le logiciel Robot	53
IV.1.	Modèle de calcul	53
IV.1.1.	Géométrie.....	53
IV.1.2.	Condition d'appui.....	53
IV.1.3.	Caractéristiques des barres et panneaux	53
IV.2.	Chargement.....	54
IV.2.1.	Cas de charge	54
IV.2.2.	Combinaison des charges	54
IV.2.3.	Modélisation des charges.....	54
IV.2.4.	Poids de poussée hydrostatique intérieure.....	55
IV.2.5.	Charge d'entretien	55
IV.2.6.	La poussée des terres et poids des terres sur le radier	56
IV.2.7.	Poids des équipements et le poids de l'eau.....	56
IV.2.8.	Vent	56
IV.3.	Résultat du dimensionnement numérique	57
IV.4.	Réservoir.....	57

IV.4.1.	Coupole supérieure.....	57
IV.4.2.	Ceinture supérieure.....	57
IV.4.3.	Paroi tronconique	59
IV.4.4.	Coupole de fond	61
IV.4.5.	Cheminée	62
IV.4.6.	Ceinture d'appuis	64
IV.5.	Tour support	65
IV.6.	Radier	66
IV.6.1.	Vérification du poinçonnement.....	66
IV.6.2.	Section d'acier dans le radier.....	66
IV.7.	Analyse des 2 méthodes de dimensionnement	68
Chapitre V.	Estimation du coût.....	69
V.1.	Estimation du coût du projet.....	69
	Conclusion générale	70
	Bibliographie.....	71
	Annexes	I

Abréviations et sigles

A_{st}	: Section d'acier tendu
BA	: Béton armée
$BAEL$	: Béton armé aux l'états limites
BTP	: Bâtiment et travaux publics
$CPA45$	: Ciment portland artificiel 45
DTU	: Document technique unifié
daN	Déca newton
d	Hauteur utile
E_{IJ}	: Module de déformation longitudinal instantané
ELS	: Etat limite de service
ELU	: Etat limite ultime
E_s	Module d'élasticité de l'acier
E_{ij}	Module de déformation longitudinal différé
FTP	Fissuration très préjudiciable
f_{c28}	: Valeur caractéristique de résistance à la compression du béton
f	La flèche
f_{bu}	La contrainte limite dans le béton à l'ELU
f_{t28}	La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jour
f_{tj}	La résistance caractéristique à la traction du béton en fonction de jour j
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
FP	Fissuration préjudiciable
FPP	Fissuration peu préjudiciable
G	Charge permanente
h	Hauteur totale d'une section de béton armé
h_0	Epaisseur d'une membrure de béton et de la paroi
	Hauteur d'adhérence (armature)

i	Moment d'inertie minimal de la section
KN	Kilo newton
ls	Longueur de scellement
MPa	: Méga pascal
M_f	Moment de flexion
m	Mètre
M_{ser}	Moment de calcul de service
M_u	Moment de calcul ultime
N	Effort normal
P	Poids propre
P	Poids de l'eau
Q	Charge variables
r	Rayon petite base
R	Rayon grande base
R_c	Rayon cheminée
RSA	Robot Structural Analysis
$SARL$	Société à responsabilité limitée
St	Espacement des armatures transversales
TN	Terrain naturel
Vt	Volume total
τ_u	Contrainte limite de cisaillement en élasticité
SAEPM	Systèmes d'approvisionnement en eau potable multi villages
AEP	Alimentation en eau potable

Liste des figures

Figure I-1 : plan de situation BINET.....	3
Figure I-2 : organigramme de binet.....	4
Figure I-3:vue plane de la zone du projet	7
Figure I-4 : coupe transversale du réservoir tronconique	11
Figure I-5 : (a) réservoirs métalliques ; (b) réservoirs en maçonnerie ; (c) réservoirs en béton armé ou en béton précontraint.....	14
Figure II-1 : données dimensionnelles.....	24
Figure II-2 : vérification du volume de la cuve.....	25
Figure II-3:coupe transversale de la coupole supérieure	26
Figure II-4 : répartition des efforts dus au poids et surcharges de la coupole	28
Figure II-5:partie tronconique	30
Figure II-6:coupe transversale de la coupole inférieure	33
Figure II-7: radier	38
Figure II-8 : diagramme des moments fléchissants et des efforts tranchants (ELU)	39
Figure II-9 : diagramme des moments fléchissants et des efforts tranchants (ELS).....	40
Figure IV-1: vue en 3D du château d'eau	53
Figure IV-2: Caractéristique des éléments modélisés	54
Figure IV-3:étanchéité et protection appliquée sur l'ouvrage	55
Figure IV-4: poussée hydrostatique appliquée à l'ouvrage.....	55
Figure IV-5: entretien appliqué à l'ouvrage	56
Figure IV-6: poids et poussée des terres appliquées à l'ouvrage.....	56
Figure IV-7: poids des équipements et poids de l'eau sur l'ouvrage	56
Figure IV-8: simulation des vents	57
Figure IV-9:effort de traction dans la ceinture sup	58
Figure IV-10 : cartographie des contraintes de la cuve tronconique.....	59
Figure IV-11: cartographie des efforts de la cuve tronconique	60
Figure IV-12 : cartographie des contraintes de la coupole du fond	62
Figure IV-13 : cartographie des contraintes dans la cheminée	63
Figure IV-14: effort de traction dans la ceinture inferieure	64
Figure IV-15:cartographie des contrainte dans la tour	65
Figure IV-16: réaction du sol.....	66
Figure IV-17: moment dans le radier	67

Liste des tableaux

Tableau I-1:village concerné par le projet.....	6
Tableau II-1 : contrainte limite de traction en fonction des diamètres de l'acier pour une résistance caractéristique du béton de 30MPa	23
Tableau II-2: vérification de la cuve	25
Tableau II-3 Moments fléchissants et efforts tranchants.....	40
Tableau III-1:besoin et demande d'eau des localités	44
Tableau III-2: résultat de la coupole supérieure.....	45
Tableau III-3 : résultat de la ceinture supérieure	46
Tableau III-4:dimensionnement paroi tronconique.....	47
Tableau III-5 : dimensionnement de la ceinture	48
Tableau III-6 : résultat de la coupole inférieure.....	49
Tableau III-7 : résultats du fut.....	50
Tableau III-8 : résultats du radier	50
Tableau III-9: calcul des moments renversant	51
Tableau IV-1 : désignation des charges du modèle numérique	54
Tableau IV-2: contrainte dans la coupole sup.....	57
Tableau IV-3 : contrainte dans la paroi	59
Tableau IV-4 : efforts dans la paroi.....	60
Tableau IV-5 : vérification des contraintes de compression de la paroi	60
Tableau IV-6 : vérification des contraintes de traction dans la paroi.....	61
Tableau IV-7 : dimensionnement numérique de la paroi	61
Tableau IV-8 : contrainte dans la coupole de fond	62
Tableau IV-9 : contrainte dans la cheminé	63
Tableau IV-10 : dimensionnement numérique de la ceinture inférieure	64
Tableau IV-11 : contrainte dans la tour	65
Tableau IV-12 : moments numériques du radier.....	67
Tableau IV-13: table récapitulative des sections d'acier	68
Tableau IV-14: analyse des sections théorique des deux modèles.....	68

Introduction générale

L'eau est source de vie et de développement, comptant parmi les richesses naturelles les plus précieuses. Son importance pour le développement social et économique reste cruciale pour un pays. C'est pourquoi, la répartition inégale crée des pénuries dans le monde. En effet, d'après le rapport des Nations Unies une personne sur cinq dans le monde souffre de manques d'eau (ONU, 2019).

Utilisation de l'eau dans presque toutes les activités économiques, sociales ou culturelles est souvent en grande quantité. C'est pourquoi l'homme a eu l'idée de la stocker dans des réservoirs depuis l'Antiquité. Ces réservoirs étaient et continuent d'être utilisés dans différents domaines et sous différentes formes. Grâce à l'avancement technologique nous constatons aujourd'hui bon nombre de constructions fascinantes dans le cadre du stockage comme les châteaux d'eau, les silos et les réservoirs de grande capacité de stockage.

Des régions du Bénin souffrent d'une insuffisance dans l'approvisionnement en eau potable. Ainsi, la forte croissance démographique observée dans le département du Plateau, notamment à Aguidi, rend nécessaire le réajustement des capacités de stockage en eau en vue d'une meilleure maîtrise et d'une planification rationnelle des ressources hydriques.

Le présent mémoire est structuré en 5 chapitres. Le chapitre 1 présente la structure d'accueil et le projet. Le chapitre 2 présente la méthodologie du dimensionnement analytique des éléments de structure du réservoir. Le chapitre 3 est consacré aux résultats du dimensionnement analytique. Le chapitre 4 s'intéresse au dimensionnement numérique du réservoir par l'utilisation du logiciel Robot Structural Analysis. Le chapitre 5 présente l'estimation du coût de l'ouvrage.

Chapitre I. Présentation de la structure d'accueil et du projet

I.1. Introduction

Ce chapitre a pour objectif de présenter le cadre général de l'étude. Il aborde le contexte du projet, la justification de l'ouvrage, ainsi que la description de la zone d'étude. Il permet ainsi de situer le projet dans son environnement technique, géographique et socio-économique, tout en mettant en évidence la problématique liée à l'approvisionnement en eau potable. Ces éléments constituent la base nécessaire à la compréhension des choix techniques développés dans les chapitres suivants.

I.2. Présentation de la structure d'accueil

Le domaine du BTP a connu un grand essor au cours des dernières années, au Burkina Faso, favorisant une émergence d'une expertise nationale dans le domaine de la maîtrise d'œuvre et dans la construction, c'est dans un contexte particulièrement dynamique qu'a été créé en février 2023 le Bureau d'Ingénierie et d'Etudes Techniques en Bâtiment et Travaux Publics (BINET-BTP) par un groupe de trois ingénieurs. Avec pour Directrice générale TRAORE/TONDAMBA HAWA.

I.2.1. Présentation générale

Le Bureau d'Ingénierie et Etudes Techniques en Bâtiment et Travaux publics (BINET-BTP) est spécialisé dans le domaine de BTP. Il apporte une expertise technique pointue pour analyser, concevoir et optimiser chaque aspect, de la faisabilité à la réalisation. Il a pour mission de livrer des solutions innovantes, efficaces tout en répondant aux normes en vigueur. BINET fait aussi appel au consultants indépendants spécialisés dans les études techniques de réseau de distribution 'courant fort courant faible' (électricité climatisation, mécanique informatique, détection incendie) et les réseaux de distribution 'eau potable' (assainissement et protection incendie).

I.2.2. Mission de la structure BINET

Les missions de BINET sont entre autres :

- Conception et études des structures (béton et charpentes métalliques)
- Suivi et contrôle (Bâtiments ; Ouvrages d'art)
- Expertise immobilière et étude de réhabilitation de vieux bâtiments

I.2.3. Situation géographique du siège de l'entreprise

Le bureau est situé au secteur 51 Karpala de Ouagadougou.

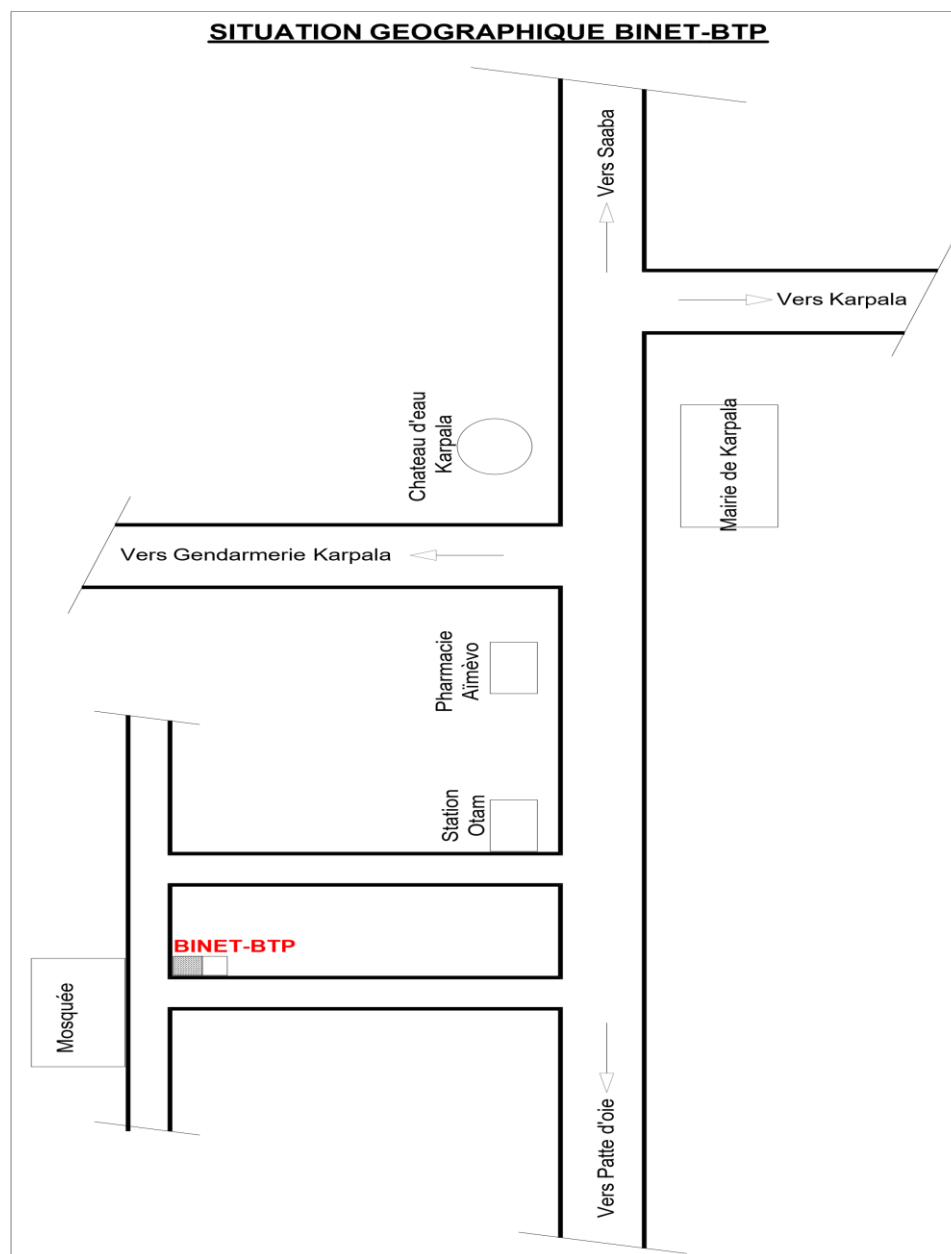


Figure I-1 : plan de situation BINET

I.2.4. Organisation et personnels

BINET-BTP est une association de 03 ingénieurs dont 01 gérante, 01 cogérante et 01 Directeur Technique. En outre il a comme employés :

- ✓ 01 technicien supérieur
- ✓ 01 dessinateur
- ✓ 01 secrétaire

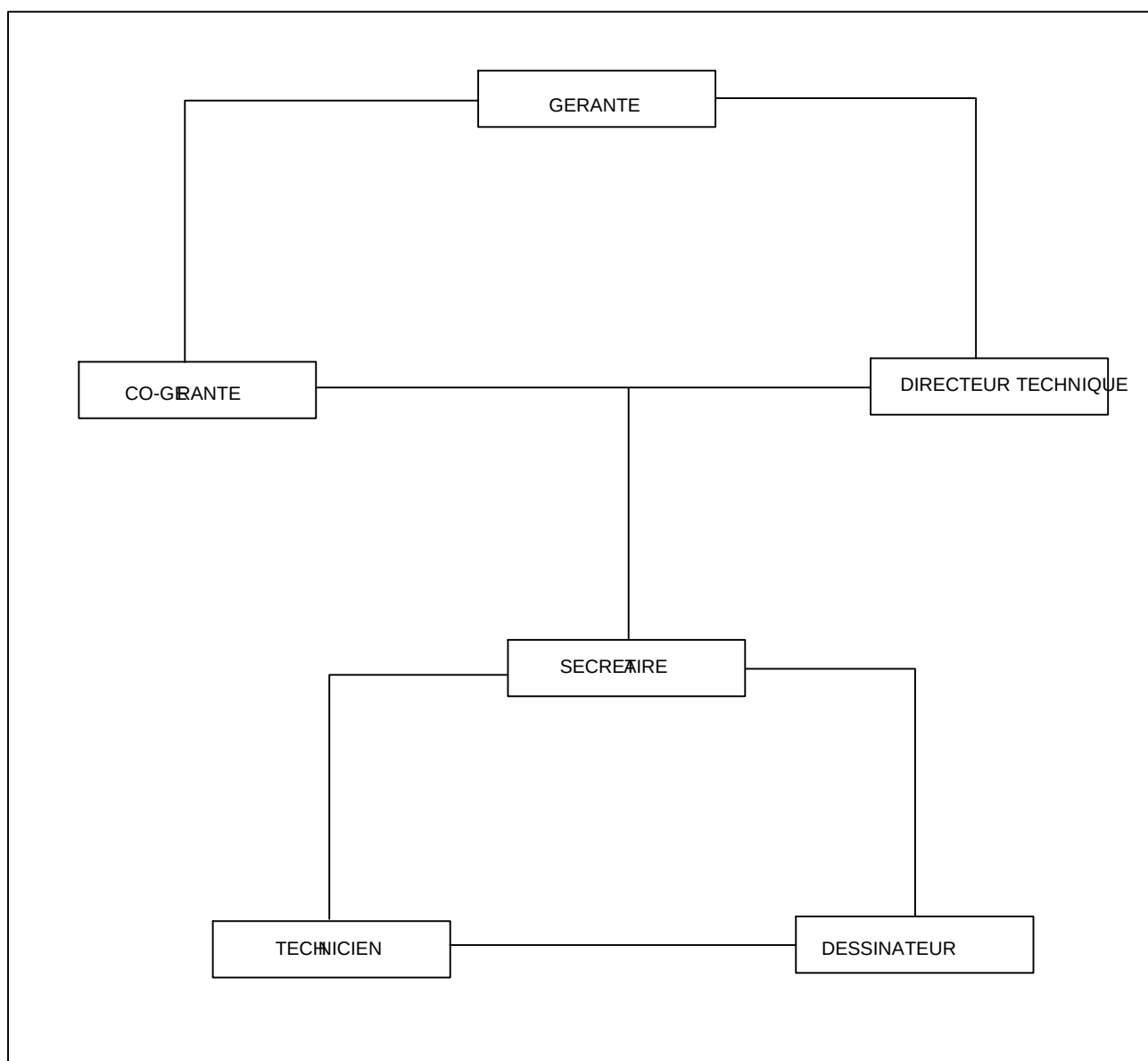


Figure I-2 : organigramme de binet

I.3. Cadre du projet

I.3.1. Contexte du projet

Conformément aux orientations stratégiques retenues dans le cadre de la mise en œuvre du programme d'action du gouvernement (PAG) dans le sous-secteur de l'alimentation en eau potable en milieu rural (AEP-MR), le présent marché a pour but de construire onze systèmes d'approvisionnement en eau potable multi villages (11 SAEPMV) en deux lots en république du Bénin. Le présent projet représente l'exécution partielle des projets d'urgence de l'agence nationale d'approvisionnement en eau potable en milieu rural (ANAEPMR) financée par le programme AQUA-VIE.

Dans le but d'atteindre l'objectif du Gouvernement qui est de donner l'accès à l'eau potable à toute la population rurale, plusieurs réformes et outils ont été mis en place et ont permis de

retenir l'approche des systèmes d'Approvisionnement en Eau potable Multi- Villages (SAEPMV) pouvant couvrir un ou plusieurs arrondissements. La taille des SAEPMV ainsi dimensionnés offre la capacité à fournir une pression suffisante aux nœuds afin de desservir la population rurale non seulement en bornes fontaines mais surtout en branchement privé à domicile. Cette option contribue à faciliter l'opération de la gestion professionnalisée de l'exploitation des systèmes d'AEP qui seront construits.

Ces travaux de SAEPMV sont essentiellement constitués de :

- Les études d'implantation et travaux de réalisation d'ouvrage de captage complémentaires notamment de forage à gros débit ;
- La fourniture et la pose du réseau de canalisation y compris l'organe de régulation et de protection ;
- La fourniture et installation des équipements électriques et électromécaniques
- La construction, l'équipements et la protection de locaux techniques ;
- La construction d'ouvrage de stockage ou de reprise (château d'eau)

Tableau I-1 présente la commune de Sakete qui est le bénéficiaire de ce projet d'étude et de la réalisation des ouvrages annexe. La commune est constituée de 9 villages.

I.3.2. Situation géographique de la zone d'étude

Situé dans la partie méridionale du Bénin le Département du Plateau est limité au Nord par le Département des Collines, à l'Est par la République fédérale du Nigeria, à l'Ouest par le département du Zou et au sud par celui de l'Ouémé. D'une superficie de 3264 km², soit environ 3 % de la superficie nationale, il est lui-même issu de l'ancien Département de l'Ouémé. Il est subdivisé en cinq (5) communes avec Pobé comme chef-lieu, ces autres communes sont Adja-Ouéré, Ifangni, Kétou et Sakété. Ces communes sont subdivisées en 29 arrondissements et 218 villages et quartiers de ville[1].

Tableau I-1: village concerné par le projet

Localisation				Population 2025
Département	Commune	Nom Du Saepmv	Village À Desservir	
Colines	Save		Djabata, Igbodja, Okpa	11090
Zou	Za-Kpota	Za-Kpota	Dekekpa, Za-Agbogbome, Djoyitin, Za-Kekere, Za-Zounme	13624
Zou	Agbangnizoun	Tanve	Dekanme, Goli, Hodja, Houala, Kpodji-Aga, Tanve, Tohoueto	17487
Zou	Djindja	Gobe	Betta, Bohokou, Gobe, Lagbado, Lakpo	8187
Plateau	Sakété	Aguidi	Agada-Hounme, Iloro-Aguidi, Akpechi, Assa Idi Otche, Idjigboro, Ikpedjile, Ilako Idi Oro, Kobedjo, Modogan	25429
Plateau	Pobe	Towe	Chaffou, Ibata, Igbo-Ede, Iga-Ogbo Ocho, Lafenwa, Otetan, Towe	34810
Total				110627
Ouvrage De Stockage				
Chateau D'eau		Site Du Château D'eau	Village De Kobedjo	
		Coordonnées Géographiques	Long : 6°55'3.28"N Et Lat. : 2°43'11.04"E	
		Capacité Du Château D'eau	730 M ³	
		Hauteur Sous Cuve	24 M	
		Mode De Distribution	Refoulement- Distribution	
		Tuyauterie Arrivé Et Départ	Fonte Dn 200 Mm (Amené/ Distribution)	
		Dispositif De Contrôle Du TROP-Plein	Robinet Flotteur Dn 200mm	
		Clôture Grillagée	01 Unité De Clôture Grillagée Du Château (97 Ml)	

Le Tableau I-1 renvoi aux résultats des sondages effectués dans les villages concernés par le lot 1 du projet ainsi qu'aux données relatives au château d'eau d'Aguidi. Ces données de référence ont été extraites du DAO_11SAEPMV[2].

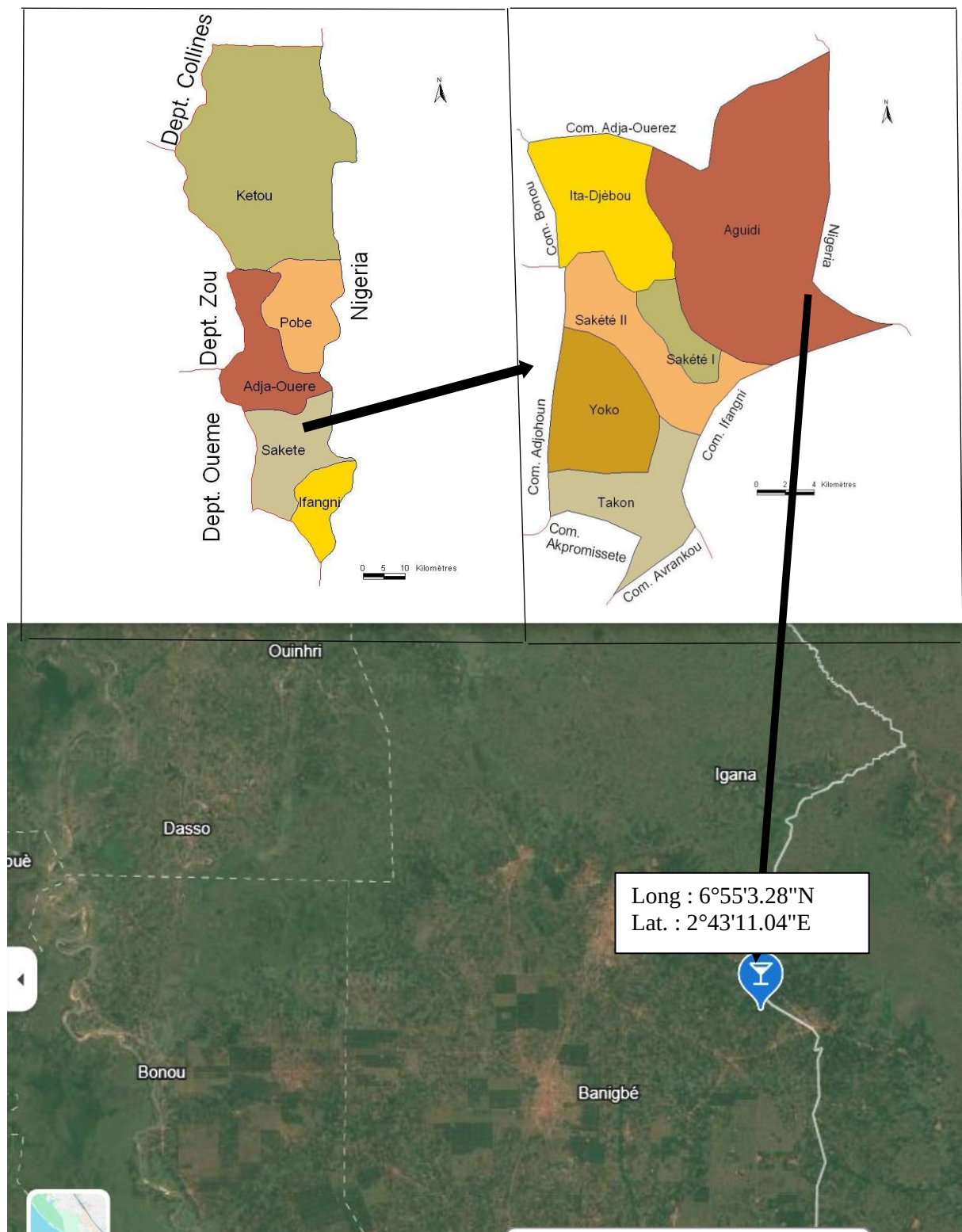


Figure I-3:vue plane de la zone du projet

I.3.3. Situation démographique et climatique

La population du département du plateau en 2002 était de 407116 habitants dont 213981 femmes et 193135 hommes. Elle est passée à 622372 habitants selon le dernier recensement général de la population et de l'habitation de 2013. La densité de population de cette entité territoriale est passée de 124.7 habitants au km² en 2002 à 191 habitants au km² en 2013. Le

rapport de masculinité est passé de 90.3 hommes pour 100 femmes en 2002 à 93.1 hommes pour 100 femmes en 2013. Toutes ses communes ont plus franchi la barre de 100000 habitants : Adja-Ouere (116282 habitants), Ifangni (110973 habitants), Kétou (157352 habitants), Pobe (123677 habitants), et Sakété (114088 habitants). La population est composée essentiellement des ethnies majoritaires comme les Yoruba et apparentés (68.7%), et les Fon (29.0%). Les populations du plateau sont essentiellement catholiques (24.6%), musulmanes (18.6%) et autres chrétiens (15.8%).

Le département du plateau est caractérisé par un climat de type soudano-guinéen à deux saisons de pluies avec une hauteur annuelle comprise entre 800 mm et 1200 mm dans sa partie Ouest et entre 1000 et 1400 mm dans sa partie Est. La période de croissance végétative compte moins de 240 jours dans la partie Ouest et Est[1]

I.3.4. Problématique

Comment concevoir un ouvrage et dimensionner une structure de château d'eau assez rigide pour répondre à l'exigence des normes et prescriptions techniques en vigueur tout en optimisant sur les paramètres conceptuels et dimensionnants

I.3.5. Objectif de l'étude

I.3.5.1. Objectif général

L'objectif de cette étude est de présenter le dimensionnement d'un château d'eau de capacité 730 m³, afin d'assurer un approvisionnement durable en eau potable, en quantité suffisante, aux populations de la commune d'AGUIDI.

I.3.5.2. Objectifs spécifiques

Pour atteindre cet objectif général, les objectifs spécifiques assignés à l'étude sont :

- Évaluer les besoins en eau actuels et futurs de la population.
- Déterminer la capacité du réservoir.
- Dimensionner les différentes parties de l'ouvrage.
- Vérifier la stabilité structurelle selon les normes de calcul (fascicule 74, BAEL91 modifié 99, DTU13.12).
- Élaborer des plans d'exécution et une estimation du coût de l'ouvrage.

I.3.6. Description du projet

Le présent projet a pour objet, la réalisation de onze Systèmes d'Approvisionnement en Eau Potable multi-villages (11 SAEPMV) situés dans quatre (04) départements, répartis en deux (02) lots. Le lot 1 est formé de six (06) SAEPMV dans les départements des Collines, du Zou, et du Plateau. L'étude technique concerne uniquement le SAEPMV d'Aguidi qui se situe dans le département de plateau.

Annexe 14 présente les inconvénients et les avantages qui ont servi de base pour le choix du type de réservoir.

- Evaluation de la population

Selon des données de l'INSTAD, le taux croissance démographique de la population du Bénin est de 3,52% par an (2019). C'est ce taux qui sera retenu pour l'estimation de la population projetée. La population à l'horizon du projet de notre zone d'étude a été calculé par la formule suivante :

$$p_n = p_0(1 + \alpha)^n$$

Avec ;

P_n : population à l'année n

P_0 : population en 2025

α : taux d'accroissement annuel

n : nombre d'année

- Consommation spécifique

En termes de quantité, la consommation spécifique en (l/j/hab) est fonction du niveau de vie, de la culture des populations et des niveaux d'équipement sanitaire. Ainsi on distingue deux niveaux dont les valeurs usuelles sont :

- Milieu rural 15 à 25 l/j/hab.
- Milieu urbain 20 à 35 l/j/hab.

Nous retiendrons une consommation spécifique de 15 l/j/hab[3].

- Les coefficients de pointe

La consommation d'eau varie dans le temps en fonction des saisons, les jours de la semaine, les heures de la journée. Ces variations ont une influence directe sur les ressources en eau à mobiliser

Ces valeurs ont été relevées dans 40 localités rurales béninoises. (Source SONEB)

- Coefficient de pointe saisonnier (cps) est de 1,7
- Coefficient de pointe journalier (cpj) est de 1,1

I.3.6.1. Évaluation du besoin en eau de la population à l'horizon 2045

- Les besoins annexe

La demande domestique qui constitue 60 à 80%[4] de la consommation en eau de la population, alors cette consommation non domestique regroupe l'ensemble des consommations des édifices publics et des activités économiques tel que : artisanat, le commerce et élevage. N'ayant pas été évaluée une valeur de 20 % sera appliquée sur la consommation domestique[4].

- Capacité de stockage

Il existe 3 méthodes pour évaluer le volume à stocker d'un réservoir à savoir : la méthode analytique, la méthode graphique et la méthode simplifiée. Cette dernière se base sur les résultats des expériences des pays. Pour notre étude nous utiliserons la méthode simplifier (ZOUNGRANA,2003). Selon cette méthode une réserve de distribution de 25% de la consommation journalière de pointe suffit à satisfaire les besoins dans les agglomérations de plus de 200000 habitants. Ce minimum sera porté à 33,33% de la consommation journalière de pointe pour les petites adductions[4]. La consommation journalière de pointe est donnée par la formule suivante :

$$D_{jp} = \frac{D_{jm} \times cps \times cpj}{\eta r}$$

Avec ;

D_{jp} : consommation journalière de pointe

D_{jm} : demande journalière moyen

cps : coefficient de pointe saisonnier

cpj : coefficient de pointe journalier

ηr : perte de distribution

I.3.6.2. Réservoir

Avec une forme tronconique, le réservoir aura une capacité de 730 m³ et sera construit en béton armé dosé entre 350 et 400 kg/m³. Il se reposera sur la tour circulaire.

I.3.6.3. Tour

Le fût, de forme cylindrique, présente une hauteur de 24 m par rapport au terrain naturel (TN). Il sera également réalisé en béton armé avec un dosage compris entre 350 et 400 kg/m³. Sa construction s'effectuera en huit levées de coulage d'environ 3 m chacune.

I.3.6.4. Fondation

Tout l'ensemble reposera sur un radier général de forme circulaire avec un diamètre de 16,30 m et d'une profondeur d'ancrage de 2,90 m du TN. Le radier sera construit en béton armé dosé entre 350 et 400 kg/m³

La Figure I-4 présente une coupe transversale du château d'eau mettant en évidence ses différents éléments constitutifs.

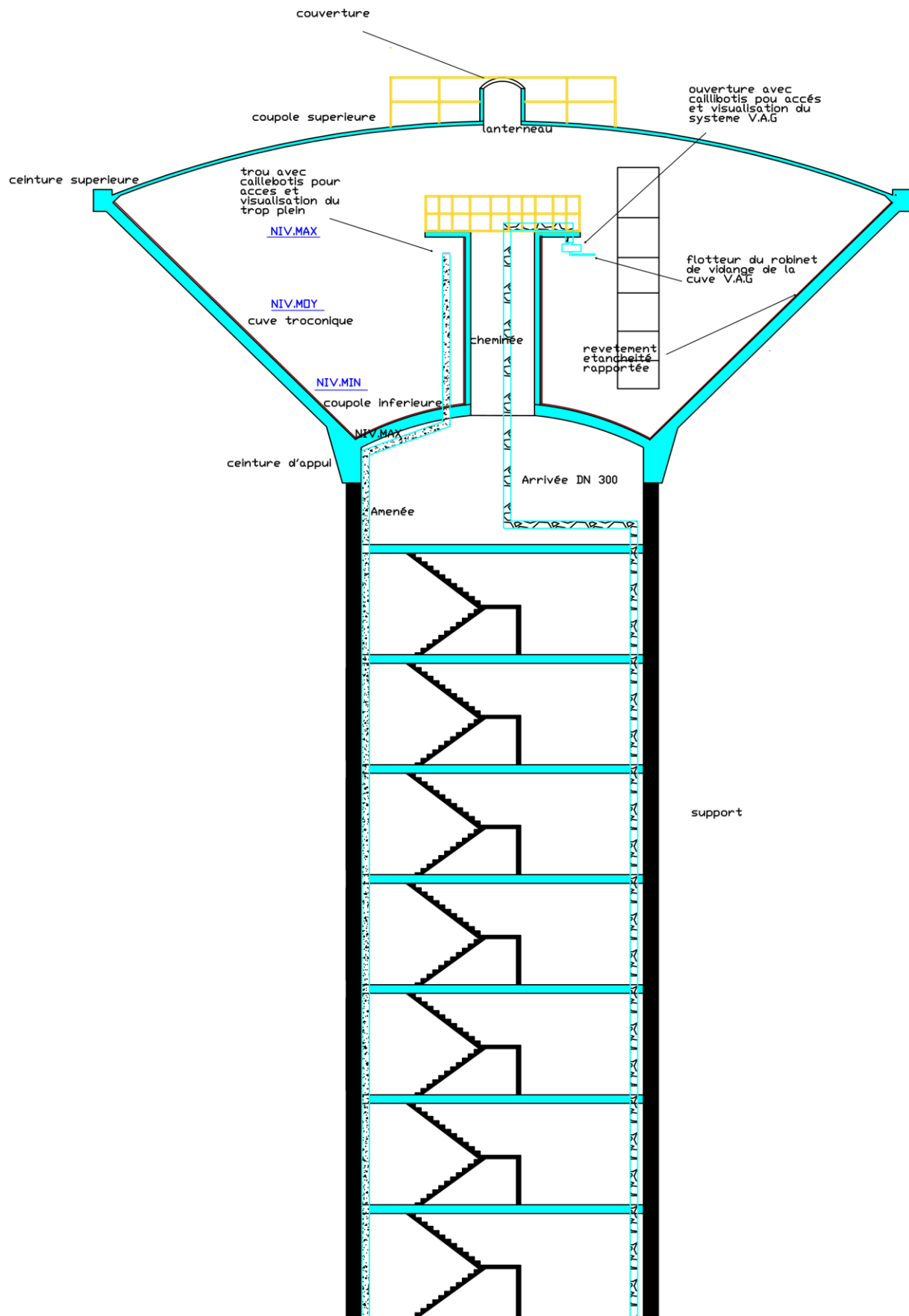


Figure I-4 : coupe transversale du réservoir tronconique

I.4. Études géotechniques

Dans le cadre du dimensionnement des fondations du château d'eau, une campagne d'investigations géotechniques a été réalisée par l'agts Benin afin de caractériser les sols et d'en déterminer les paramètres mécaniques nécessaires au calcul.

Les essais réalisés se composent de :

- Un sondage pressiométrique a été réalisé jusqu'à 12.5 m de profondeur, fournissant les paramètres mécaniques essentiels.

Couches	Profondeur	Pl (KPa)	Em (KPa)	Esol (KPa)	Em/pl	α
Sable fin marron peu argileux	0,00 – 0,40	-	-	-	-	-
Couche 2.2 : Argile sableuse rougeâtre raide	0,40 – 2,00	1870,00	19600,00	58800,00	10,48	2/3
Couche 2.3 : Argile sableuse bariolée très raide	2,00 – 15,00	4878,27	37218,76	111656,29	7,63	1/2

- Un sondage carotté a été exécuté jusqu'à 15 m de profondeur. Il a permis d'identifier la stratigraphie dominée par des argiles sableuses de consistance raide à très raide, reposant sur des horizons plus compacts en profondeur.

Ouvrage		Client :			ASI-BF		Coordonnées		Observations
N°Sondage		Chantier :			SAEPmV		X: 466772		
SC1-TOWE		Sondage réalisé le :			28-juin-25		Y: 795960		
		Hauteur d'eau :			Néant		Z:		
Profondeur (m)	Coupe	Profondeur (m)	Cote NGC	Description des sols	Recupération (%)	RDD (%)	Diamètre tubage	Outil et carottier	Tubage
0		0.40		Sable marron peu argileux	75				
1				Argile sableuse rougeâtre	80				
2		2.00		Argile sableuse bariolée	90				
3									
4		4.50		P.E.I n°1 (Argile sableuse bariolée)	100				
5		5.00							
6				Argile sableuse bariolée	90				
7									
8									
9		9.50		P.E.I n°2 (Argile sableuse bariolée)	100				
10		10.00		Argile sableuse graveleuse bariolée	75				
11		11.50		Argile peu sableuse bariolée	90				
12									
13		13.50		Argile très compacte beige	95				
14									
15		15.00							
Réalisée par Mathias G. Vérifié par COULIBALY Lénissongui Approuvé par SOMBIE Thierry Date de traitement du PV 30/06/2025									

- Les échantillons prélevés à différents niveaux de profondeur ont fait l'objet d'essais en laboratoire, l'analyse granulométrique, la détermination de la teneur en eau, les limites d'Atterberg.
- La contrainte admissible (ELS) de la couche résistante est de 5 bars (0,5MPa) en fondation sur un radier général ancré à 2,90 m de profondeur à partir du TN
- L'amplitude maximale des tassements sous le radier est d'ordre 5,40 mm en considérant un module de young du radier de 30 GPa[5]

I.5. Généralité sur les réservoirs

I.5.1. Définition d'un réservoir

Les réservoirs sont des ouvrages destinés au stockage des liquides. On distingue entre autres :

- Les piscines ;
- Les stations d'épuration ;
- Les décanteurs ou digesteurs
- Les réservoirs d'eau

Le cas de ce projet est basé sur un réservoir d'eau potable qui servira à contenir de l'eau pour l'alimentation de la population. On distingue trois types de réservoirs en général d'après la nature des matériaux (Figure I-5).

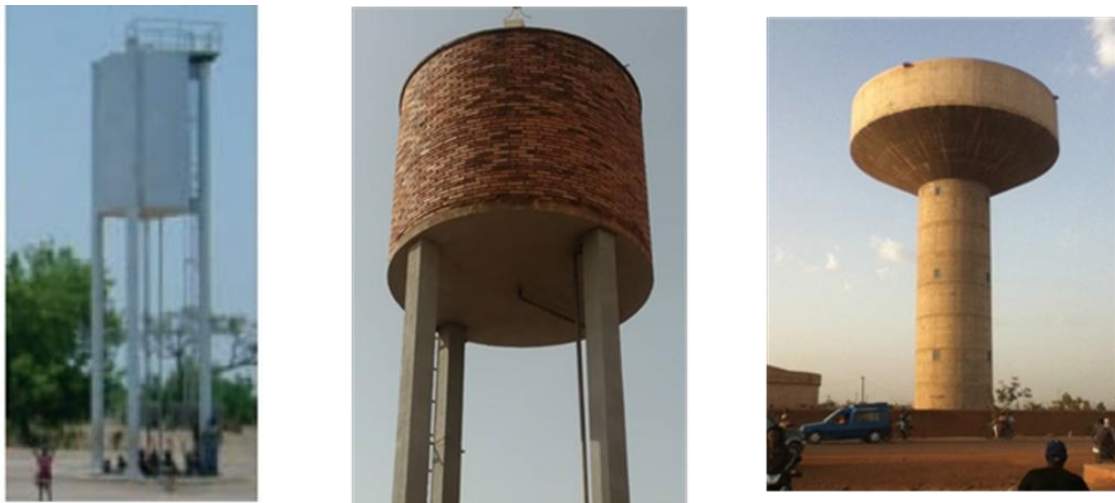


Figure I-5 : (a) réservoirs métalliques ; (b) réservoirs en maçonnerie ; (c) réservoirs en béton armé ou en béton précontraint

Les réservoirs enterrés ou semi-enterrés : Ils sont généralement adoptés pour des volumes de stockage importants. Leur implantation permet de bénéficier de l'isolation thermique du sol et d'une intégration paysagère discrète. Toutefois, leur exploitation nécessite souvent l'usage de pompes pour assurer la mise en pression du réseau, à moins qu'ils ne soient situés sur un point haut topographique.

Les réservoirs au sol (de surface) : Ils reposent directement sur une plateforme aménagée au niveau du terrain naturel. Ce type d'ouvrage est économiquement avantageux lors de la construction, mais impose les mêmes contraintes de pompage que les réservoirs enterrés pour la distribution de l'eau.

Les réservoirs surélevés (Châteaux d'eau) : C'est le cas retenu pour le présent projet. Ces ouvrages consistent en une cuve supportée par un fût (ou une tour) à une hauteur déterminée. Leur principal avantage est d'utiliser la force de gravité pour assurer une pression constante et

suffisante dans le réseau de distribution, tout en constituant une réserve de sécurité en cas de coupure d'énergie électrique.

I.5.1. Place du réservoir dans le réseau

Les réservoirs sont présents partout dans le réseau d'adduction de l'eau. Ils constituent les organes de stockage et de régulation des pressions et de débit entre le régime de production et le régime de consommation. Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production et le restituent lorsque la consommation devient supérieure à la production.

En tenant compte de l'augmentation de nombre des consommateurs, le rapport entre la capacité et le volume moyen diminue notablement.

I.5.1.1. Adduction gravitaire

Le rôle principal d'un réservoir est d'assurer le stockage de l'eau pendant les périodes de faible consommation afin de la restituer lors des heures de forte demande. Cet approvisionnement est dit gravitaire lorsqu'il s'effectue grâce à l'énergie potentielle de l'eau du réservoir, c'est-à-dire sous l'effet de la gravité. Grâce à cette hauteur suffisante, la pression nécessaire à la distribution est naturellement assurée, permettant ainsi de garantir une alimentation régulière et satisfaisante à l'ensemble de la population sans recours à des dispositifs mécaniques de pompage

I.5.1.2. Adduction par refoulement

L'adduction par refoulement intervient lorsque la nature du site ne permet pas un écoulement gravitaire suffisant pour obtenir un débit de d'adduction souhaité, dans ce cas l'eau est refoulée à l'aide des pompes vers le réservoir ou directement dans le réseau. Cependant, l'absence d'un réservoir de stockage présente plusieurs inconvénients majeurs :

En cas de panne électrique, d'incident sur le réseau ou de défaillance des pompes, la distribution d'eau est interrompue.

La présence d'un château d'eau permet alors de régulariser le débit dans le réseau, de maintenir une pression constante et d'assurer une continuité de service, garantissant ainsi une exploitation plus simple.

I.5.1.3. Reserve incendie

En plus de son rôle d'alimentation en eau potable, le château d'eau peut aussi servir de réserve d'incendie. Il s'agit d'un volume d'eau spécifiquement prévu pour éteindre les incendies. Cette réserve permet aux secours, notamment les sapeurs-pompiers, de disposer d'une quantité d'eau suffisante pour intervenir rapidement en cas de sinistre, sans compromettre l'approvisionnement de la population. Ainsi, même si la demande d'eau

domestique atteint son maximum, une part du volume stocké reste dédiée à la sécurité incendie

I.5.2. Étanchéité

L'étanchéité désigne l'aptitude d'un ouvrage ou d'un matériau à empêcher le passage d'eau ou de tout autre fluide à travers ses parois et ses joints. En vue de l'importance capitale de conserver l'eau sans perte, une attention particulière sera accordée à l'étanchéité de la cuve

- L'étanchéité des toitures en coupole de type multicouches ainsi que l'isolation thermique sera mise en œuvre conformément aux normes en vigueur.
- L'étanchéité à l'intérieur des cuves du châteaux d'eau sera de type alimentaire et réalisée à partir d'un hydrofuge

I.5.3. Effets climatiques

Il est évident que le retrait et la température agissent sur un réservoir comme sur les autres constructions, surtout si le réservoir est surélevé. On n'en tient pas compte habituellement, si l'on s'intéresse aux désordres créés par le gradient thermique qui provoque une contrainte de traction dans la partie supérieure à l'axe neutre par dilatation à cause de la différence de température à l'intérieur et à l'extérieur du réservoir, cette contrainte sera reprise par le poids propre créant ainsi un effet de contrepoids.

I.5.4. Etudes des sols de fondation

Cette étude a pour objectif principal de déterminer :

- La nature des sols de fondation ;
- Le système et le type de fondation à adopter ;
- Le niveau d'assise des fondations ;
- La contrainte admissible du sol ;
- Les précautions particulières à observer.

Comme pour tout projet de Génie Civil, l'étude du sol sur lequel sera implanté l'ouvrage constitue une étape essentielle. En effet le sol représente l'élément fondamental qui supporte l'ensemble des charges du château d'eau, c'est pourquoi l'étude géotechnique occupe une place centrale dans notre projet.

D'après le rapport géotechnique, la contrainte de calcul du sol est 0,50 MPa admissible à une profondeur de 2,90 m du TN.

Conclusion

Cette première partie a présenté la zone d'étude et la structure d'accueil BINET. L'analyse du contexte a montré une croissance démographique soutenue et une pression accrue sur les

ressources en eau, justifiant la nécessité d'un renforcement des capacités de stockage. L'étude des différents types de réservoirs a permis de retenir le béton armé pour sa durabilité, sa stabilité thermique et son faible risque de contamination. Ces choix techniques constituent le fondement des calculs et dimensionnements qui seront développés dans la deuxième partie.

Chapitre II. Méthode analytique du dimensionnement des éléments de structure du réservoir

II.1. Introduction

Ce chapitre est dédié au dimensionnement manuel du château d'eau, qui a pour objectif d'une part de faire la descente des charges de l'ouvrage et d'une autre part d'optimiser les sections d'armatures nécessaires pour équilibrer les efforts qui sollicitent l'ouvrage.

II.2. Hypothèse de l'étude

L'étude se fera suivant les règles de calcul suivant :

- Le fascicule 74
- Cahier des clauses techniques générales : fascicule 62 titre 1 ; règles dénommées BAEL
- Règles NV65 qui définissent les effets de la neige et du vent sur les constructions
- Le BAEL 91 modifié 99 et le DTU 13.12
- Ouvrage est de classe A (l'étanchéité est assurée par la structure)

II.2.1. Chargement

Charges permanentes

- Poids propre de la structure (25 kN/m³)
- Poids enduit (22 KN/m³)
- Poids surfacique de l'étanchéité (0,12 kN/m²)
- Escaliers métalliques
- Équipement (0,71 kN/m²)

Charges variables

- Liquide contenu (10 kN/m³)
- Charge d'entretien sur la coupole (1 KN/m²)
- Charge d'exploitation sur plancher (2 kN/m²)

Charges de neiges

- Pas de charge

Charges de vent

- Zone trois avec une pression dynamique de base de $q_{10} = 75 \text{ daN/m}^2$
- Site exposé avec un coefficient de site $k_s = 1,25$
- Vent dirigé suivant les deux directions

II.2.2. Combinaisons

✚ Combinaisons aux l'ELS

$$G_{max} + Q_{min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$$

✚ Combinaisons aux l'ELU

$$1,35G + 1,50G + 1,2W$$

$$1,35G + 1,8W + 1,3Q$$

$$G + 1,8W$$

Afin de garantir l'étanchéité de l'ouvrage de **classe A**, les contraintes de traction dans le béton doivent être rigoureusement limitées. Par conséquent, le dimensionnement des sections d'acier sera conduit sous l'hypothèse de **fissuration très préjudiciable (FTP)**.

II.2.3. Béton

Le béton est un matériau de construction constitué par un mélange, dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau, le béton a une très bonne résistance à la compression mais travaille mal en traction et souvent des adjuvants sont utilisés pour modifier ses propriétés. Dans le cadre de notre projet, le béton qui sera utilisé sera dosé entre 350 et 400Kg/m³ afin d'assurer une bonne étanchéité.

Résistance à la traction du béton

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jour noté f_{tj} est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}$$

La contrainte limite de traction des éléments en contact avec l'eau doivent être limitées à sa valeur admissible qui est de :

$$\overline{\sigma_{adm}} = 1,10\theta f_{t28}$$

$\overline{\sigma_{adm}}$: contrainte limite de traction du béton

f_{t28} : résistance caractéristique de traction du béton à 28 jours d'âge

La résistance à la compression

Pour l'élaboration des projets courants, le béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge, appelée valeur caractéristique requise noté f_{c28} .

Résistance à la compression est déterminée à partir d'un essai de compression axiale effectué sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

Selon le BAEL 91 la résistance du béton à j jours d'âge peut être déterminer par la relation suivante :

- Si $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \times j} \times f_{c28}$$

- Si $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 \times j} \times f_{c28}$$

➤ Contraintes admissibles de compression :

La contrainte admissible correspond à la valeur maximale de contrainte que le béton peut supporter sans dépasser les limites de sécurité fixées

- A l'état limite ultime (ELU) selon le BAEL 91 modifié 99

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

Coefficient de sécurité du matériau γ_b

$\gamma_b = 1,5$ Pour les combinaisons fondamentales (cas le plus courant)

$\gamma_b = 1,15$ Pour les combinaisons accidentelles

Le coefficient « θ » dépend de la durée d'application de la charge :

$\theta = 1$ La durée est supérieure à 24 heures

$\theta = 0,90$ La durée est comprise entre 1 heure et 24 heures

$\theta = 0,85$ Lorsque cette durée est inférieure à 1 heure.

- A l'état limite de service (ELS) selon le BAEL 91 modifié 99

Le béton est considéré comme un matériau élastique linéairement, défini par son module d'élasticité. La contrainte admissible de compression est donnée par la formule ci-dessous :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

Pour les surfaces gauches (coupole, cheminée) et (paroi de la cuve et tour), on définit respectivement la contrainte admissible du béton par les formules suivantes (fascicule 74).

- Pour la coupole

$$\sigma_{adm F74} = \min \left[\frac{100 \times e}{R} \times f_{c28}^{1/3}; \frac{e + 0,55}{3} \times f_{c28} \right]$$

- Pour la cheminée et la cuve

$$\sigma_{adm F74} (cuve) = \min \left[\frac{130 \times e}{D} \times f_{c28}^{1/3}; \frac{e + 0,55}{3} \times f_{c28} \right]$$

Avec,

e : épaisseur de l'élément considéré en m

R : rayon en m

D : diamètre en m

f_{c28} : résistance à la compression en MPa

- Contraintes admissibles de cisaillement

Le BAEL définit selon les conditions de fissuration les formules suivantes :

- Dans le cas de la fissuration peu préjudiciable (FPP)

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$$

- Dans le cas où la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$$

- Dans le cas où les armatures sont inclinées à 45 degrés par rapport à la fibre moyenne de la poutre

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,27 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 7MPa\right)$$

- Module de déformation longitudinale du béton

Le module de déformation longitudinale du béton appelé aussi le module de Young noté E

- Module de déformation instantanée

$$E_{Ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

Pour des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures

- Module de déformation différée

$$E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

La valeur du module de déformation différée représente le tiers du module de déformation instantanée, il est utilisé pour les calculs sous des contraintes de longue durée d'application.

- Module de déformation transversale du béton

Le module de déformation transversale s'obtient par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2(1 + \nu)}$$

G : est exprimé en MPa

- Le coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson, noté ν est un paramètre mécanique qui caractérise le comportement élastique d'un matériau lorsqu'il est soumis à une contrainte, c'est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale

On admet pour le béton :

A l'ELU $\nu = 0$

A l'ELS $\nu = 0,2$

Propriétés mécaniques du béton

- ❖ Le béton doit présenter une résistance à la compression généralement de classe C25/30 pour la tour support et C30/35 pour les éléments de la cuve et du radier
- ❖ En termes de durabilité il doit être dense, peu poreux et résistant à la carbonatation et aux agents chimiques (faire une formulation du béton en limitant le rapport eau-ciment entre 0,45 et 0,50)
- ❖ Le béton doit présenter une bonne ouvrabilité et un faible retrait et une bonne adhérence pour assurer la durabilité

II.2.4.L'acier

L'acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et une proportion convenable de carbone. C'est un matériau ductile, résistant utilisés pour reprendre les efforts de traction et éventuellement ceux de compression que le béton serait incapable de supporter seul.

- Caractéristiques de l'acier

Les aciers utilisés pour la réalisation des châteaux d'eau sont de type : acier haute adhérence « HA Fe500 »

Sa limite d'élasticité garantie noté « Fe », est Fe = 500 MPa

Son module d'élasticité longitudinale est noté « E_s » E_s = 2.10⁵ MPa

- Contrainte limite de traction selon le BAEL

A l'état limite ultime ELU

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec

σ_{st} : la contrainte de traction limite de l'acier en MPa

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier

$\gamma_s = 1,15$ Cas courants

$\gamma_s = 1$ Cas de combinaisons accidentelles

- A l'état limite de service ELS selon le BAEL

La valeur de la contrainte de traction dépend ici de la condition de fissuration de l'ouvrage

- Fissuration peu préjudiciable

On reste dans le cas de l'ELU (pas de vérification)

- Fissuration préjudiciable

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{n \times f_{t28}}) \right]$$

Avec le coefficient de fissuration n qui dépend de l'adhérence

n = 1 pour les ronds lisses, et les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses

n = 1,3 pour les fils HA < 6mm

n = 1,6 pour les barres HA et fils HA ≥ 6mm

- Fissuration très préjudiciable

$$\sigma_{stp} = 0,8 \times \sigma_{st}$$

➤ Contraintes limites de traction de l'acier (FASCICULE 74,1998)

$$\sigma_{st} = \min \left[\alpha \times \sqrt{\frac{n \times f_{t28}}{\phi s}} + \beta n; 0,5 f_e; 90 \sqrt{n \times f_{t28}} \right]$$

σ_{st} : la contrainte de traction limite de l'acier en MPa

$\alpha = 240$

ϕs : diamètre de l'armature exprimé en mm

n : coefficient de fissuration (n = 1,6)

$\beta = 0$ ou 30 on retient $\beta = 30$

$f_{t28} = 2,4$ MPa

Tableau II-1 : contrainte limite de traction en fonction des diamètres de l'acier pour une résistance caractéristique du béton de 30MPa

Diamètre	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Contrainte (MPa)	176,36	176,36	176,36	173,70	165,60	153,16	142,06	131,13	74,36

II.2.6. Vérification de la capacité de la cuve

❖ Volume théorique

Tableau II-2: vérification de la cuve

Elément de volume		Formules	Volumes
Tronc de cône		$\frac{\pi \times h}{3} \times (r_1^2 + r_2^2 + r_1 \times r_2)$	V1
H	5,5		
R	9,22		
r	3,71		
La cheminée		$\pi \times r^2 \times h$	V2
H	5,5 m		
Rc	0,85 m		
Coupole inférieure		$\pi \times h^2 \times \left(R - \frac{h}{3}\right)$	V3
Epaisseur	0,30 m		
Rayon de courbure	8,71 m		
Flèche	1,025 m		
Partie de coupole inférieure située dans la cheminée		$\pi \times h^2 \times \left(R - \frac{h}{3}\right)$	V4
Volume d'eau dans la cuve		$V_1 - V_2 - V_3 + V_4$	Vtr

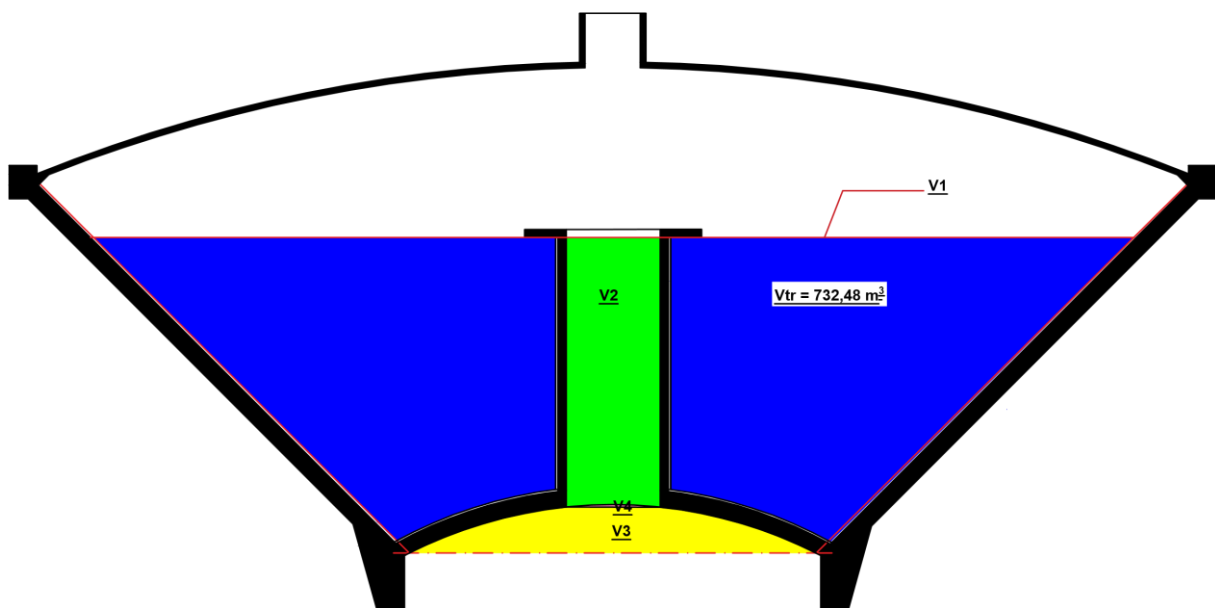
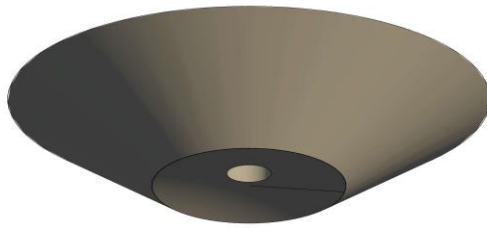


Figure II-2 : vérification du volume de la cuve

Le tableau ci-dessus représente une synthèse de la méthode de vérification de la capacité de la cuve. Elle se base sur une décomposition du volume de cône en différentes parties élémentaires afin de pouvoir mieux évaluer le volume réel de la cuve.

❖ Volume numérique

Cette approche permet d'obtenir un volume numérique précis basé sur la géométrie réelle de l'ouvrage. Le volume ainsi calculé par modélisation (137,01m³) est en cohérence avec le volume théorique déterminé en amont (132,48m³)



<réservoir tronconique>		
A	B	C
Image	Type	Volume brut
Volume 1		737.01 m ³

II.3. Coupole de couverture

La coupole de couverture d'un réservoir est la partie supérieure de l'ouvrage, généralement de forme sphérique, qui sert de couverture à la cuve afin de protéger l'eau de stockage contre les impuretés. Son dimensionnement se conduit selon les règles du fascicule 74.

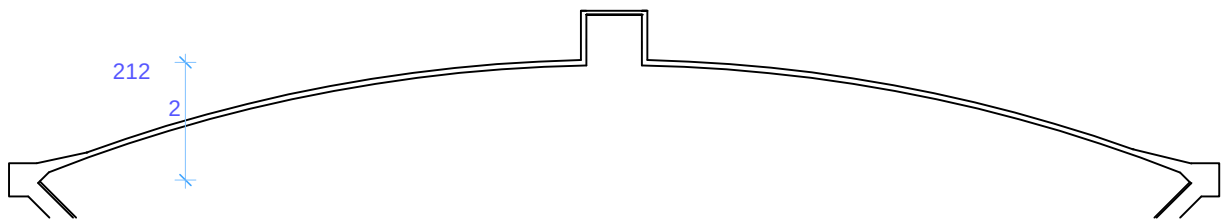


Figure II-3: coupe transversale de la coupole supérieure

- Épaisseur de la coupole e_c

La norme préconise une valeur supérieure ou égale à 8 cm (fascicule 74, 1998). Conformément à cette norme nous avons opté pour une épaisseur de 12 cm.

- Détermination de la flèche f

Elle est prise selon le fascicule 74, valeur supérieure ou égale au dixième du diamètre. Soit D le diamètre de la coupole supérieure, le diamètre vaut : 21,2 m

- Calcul du rayon de courbure de la coupole supérieure R

Le rayon de courbure est obtenu par la formule suivante :

$$R = \frac{R^2 + f^2}{2f}$$

R : rayon de la coupole supérieure

f : la flèche de la coupole supérieure

- Surface nette de la coupole S_{nc}

Elle s'obtient par la formule suivante :

$$S_{nc} = S_c - S_{ou}$$

$$Sc = 2\pi \times R \times f_1$$

Avec ;

Sc : la surface nette de la coupole

Sou : surface ouverture lanterneau

Descente de charge

Descente de charge : charge permanente :

Poids propre de la coupole.....0,12 x 25 = 3,00 KN/m²

Enduit interne.....0,02 x 22 = 0,44 KN/m²

Enduit externe.....0,02 x 22 = 0,44 KN/m²

Etanchéité multicouche.....0,12 KN/m²

Charge d'exploitation.....1,00KN/m²

$$G = 4,00KN/m^2$$

$$Q = 1,00KN/m^2$$

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

➤ ELS

$$p = G + Q$$

- La charge sur la coupole

$$P_1 = P \times Sc + Pl$$

- Calcul de l'effort normal

Le poids total de la coupole de couverture engendre un effort de compression N. on calcule cet effort par la formule suivante

$$N = \sqrt{P_1^2 + Q_1^2}$$

- Charge verticale P1 par mètre linéaire sur la ceinture :

$$P_1 = p \times \frac{r_1^2 + f_1^2}{2 \times r_1}$$

- La charge horizontale Q1 par mètre linéaire sur la ceinture :

$$Q_1 = P_1 \times \frac{r_1^2 - f_1^2}{2 \times f_1 \times r_1}$$

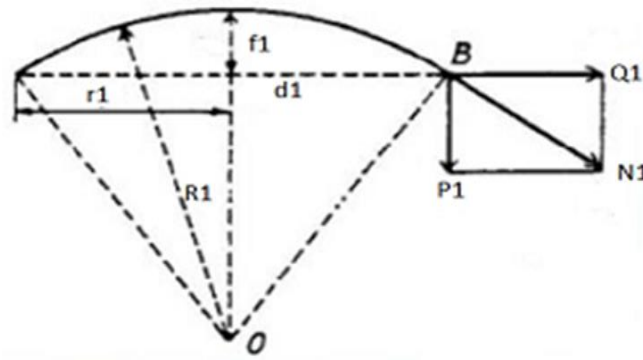


Figure II-4 : répartition des efforts dus au poids et surcharges de la coupole

Ferraillage coupole supérieure

La condition à vérifier est la suivante : $\sigma_b \leq \sigma_{adm F74}$

$$\sigma_b = \frac{N}{e_c \times 1000} \text{ (MPa)}$$

σ_b : contrainte de compression à la base de la coupole

$\sigma_{adm F74}$: contrainte de compression admissible dans le béton

Si la contrainte dans le béton σ_b est inférieure à la contrainte admissible $\sigma_{adm F74}$ dans le béton. Alors on armera la coupole supérieure à l'aide des aciers forfaitaire donnés par pourcentage[6]. Sinon, on augmente soit l'épaisseur de la coupole ou bien sa résistance caractéristique à la compression.

- Armature principale ou radiale

$$A_{sp} = 0,2\% \times e_c(cm) \times 100[7]$$

- Armature de répartition

$$A_{sp} = 0,2\% \times e_c(cm) \times 100[7]$$

II.4. Ceinture supérieure

Descente de charge

L'effort restant vaut : $Q_{ser} = Q1 + Q2$

Avec,

$Q1$: l'effort horizontal transmis par la coupole

$Q2$: la pression hydraulique

L'effort de traction correspondant :

$$F = Q_{ser} \times R_{moy}$$

Avec :

R_{moy} est le rayon moyen de la ceinture (m) $R_{moy} = 10,6 \text{ m}$

Le poids propre de la ceinture est égal à :

$$p = 2\pi \times B \times H \times R_{moy} \times \gamma_b$$

Ferraillage ceinture supérieure

La section d'armature tendue équivalente pour équilibrer l'effort de traction dans la ceinture est :

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_s}$$

- Vérification de la section du béton

D'après la condition de non fragilité

$$A_{min} > \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Cependant le béton travaille mal en traction c'est pourquoi une limitation de ces contraintes de traction à sa valeur admissible est nécessaire pour éviter tout risque de fissuration, la contrainte qui se développe dans la ceinture doit être au plus égales à la contrainte admissible de traction du béton.

- Calcul des armatures transversales

La section d'armature transversal s'obtient par la formule suivante

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{4}$$

ϕ_t : section des armatures transversales

ϕ_l : section des armatures longitudinales

- Espacement vertical

$$e_{spv} = \frac{b - (2c + 4\phi_{25} + 2\phi_{10})}{3}$$

- Espacement horizontal

$$e_{sph} = \frac{h - (2c + 3\phi_{25} + 2\phi_{10})}{2}$$

L'espacements doivent être supérieur ou égal à 1,5 fois le diamètre du plus gros granulat (Cg).

II.5. Paroi de la cuve tronconique

La cuve est sollicitée par son poids propre (P) ; la poussée d'eau (Q) ; la charge verticale de la coupole P1 et le poids propre de la ceinture.

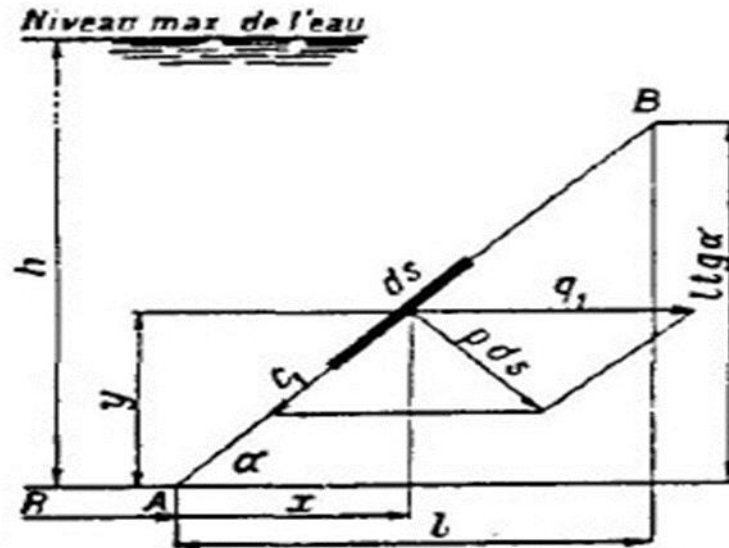


Figure II-5: partie tronconique

- ✓ Action de la pression de l'eau

La force de traction F1 due à la poussée de l'eau qui s'exerce sur le tronc de cône s'exprime par la formule suivante :

$$F1 = \frac{\gamma_e \times l}{\sin \alpha \times \cos \alpha} \left(h \left(R + \frac{l}{2} \right) - \left(\frac{R}{2} + \frac{l}{3} \right) l \times \tan \alpha \right) [8]$$

La force qui comprime le tronc de cône s'exprime par la formule suivante :

$$c_1 = \frac{2\pi \times \gamma_e \times l}{\sin(\alpha)} \left(h \left(R + \frac{l}{2} \right) - \left(\frac{R}{2} + \frac{l}{3} \right) l \times \tan(\alpha) \right) [8]$$

- ✓ Action du poids propre

La force de traction F2 due au poids propre du tronc de cône et créant la flexion est donnée par la formule suivante :

$$F2 = \frac{\gamma_b \times l \times e}{\sin \alpha} \left(R + \frac{l}{2} \right) [8]$$

- La force de traction totale F (en KN) équilibrée par la paroi tronconique aura donc pour valeur :

$$F = F1 + F2$$

R : le rayon de la plus petite base du tronc de cône

l : longueur relative du tronc de cône

e : épaisseur de la paroi tronconique

- La force totale de compression à la base du tronc de cône C (en kN) est donnée par la somme des charges verticales transmises par la coupole et la ceinture supérieure et celle engendrées par la composante verticale de la paroi tronconique et de la poussée hydraulique.

$$C' = \pi \times D \times \left(\frac{P'}{\sin \alpha} \right)$$

Avec,

P' : la composante verticale de l'effort de la coupole et le poids de la ceinture supérieure (ramenés en mètre linéaire)

D : diamètre moyen de la ceinture

$$C = C' + C1 + C2$$

- Calcul de la section d'acier
 - Section d'acier due à l'effort de traction (armature des cerces)

La section d'acier pour équilibrer l'effort de traction dans la paroi tronconique est obtenue par la formule suivante :

$$Ast = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

Cette section d'acier sera ramenée en acier par face selon le fascicule (74, 1998).

$$Ast/face = \frac{Ast}{2}$$

Vérification de la contrainte de compression dans le béton à la base de la paroi tronconique

Il s'agit de vérifier si la contrainte à la base de la paroi est inférieure à la contrainte admissible selon le (fascicule 74, 1998)

$$\sigma_{adm} = \min \left\{ \left(\frac{130e}{d2} \times (f_{c28})^{\frac{1}{3}} \right); \left(\frac{e + 0.55}{3} \right) \times f_{c28} \right\} [8]$$

d2 : diamètre de la partie inférieure du tronc de cône

e : est l'épaisseur de la paroi

La contrainte de compression dans le béton est définie par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{C}{\pi \times D \times e}$$

D : est le diamètre moyen de la paroi tronconique

e : est l'épaisseur du tronc de cône

Vérification de la contrainte de traction dans la paroi tronconique

Pour évaluer la contrainte normale qui se développe à l'intérieur de la paroi tronconique nous allons considérer pour un premier temps celle engendrées par l'effet de la pression hydrostatique et ensuite celui du poids propre, ces contraintes sont identiques sur un même parallèle et s'obtiennent par les formules suivantes :

- La pression hydrostatique

$$\sigma_{\theta} = -\frac{\varphi y}{e \cos \alpha} (y \cot \alpha - h)$$

- Poids propre

$$\sigma_{\theta} = \frac{g(y \tan \alpha)}{e}$$

σ_{θ} : contrainte normale de traction (contrainte négative)

φ : masse volumique

y : rayon au niveau supérieur de l'eau

α : angle d'inclinaison de la paroi

e : épaisseur de la paroi

h : hauteur d'eau au-dessus de l'origine

Ces contraintes de traction doivent être au plus égales à la contrainte admissible du béton.

II.6. Cheminée

La cheminée travaille en compression, si nous considérons une tranche de 1 m de hauteur, l'effort de compression dû à la pression hydraulique sera donné par la formule suivante :

$$F = R_{ch} \times p$$

R_{ch} : le rayon moyen de la cheminée

p : la pression de l'eau

On vérifie ensuite que le béton peut résister à cet effort, ce qui est généralement réalisé et on armera la cheminée à l'aide des armatures horizontales et d'armatures verticales, les armatures étant plutôt destinées à combattre les retraits et à empêcher la fissuration qu'à assurer la résistance proprement dite.

Vérification de la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{F}{100 \times e \text{ (cm)}}$$

σ_{bc} : contrainte d'armature principal

e : l'épaisseur de la cheminée

La contrainte admissible dans ce cas et donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = \min \left\{ \frac{100h_0}{d_{moyen}} \sqrt[3]{fc28} ; \frac{h_0 + 0,55fc28}{3} \right\}$$

Si la contrainte dans le béton est inférieure à la contrainte admissible selon le fascicule (74, 1998) alors le béton seul peut reprendre les efforts de compression

- Acier principal (cerce horizontale)

L'acier principal est de :

$$0,3\% \times B \leq As \leq 0,6\% \times B$$

- Acier de répartition (verticaux)

$$0,3\% \times B \leq A_s \leq 0,6\% \times B$$

II.7. Coupole inférieure

Descente de charge :

Poids propre de la coupole..... $0,30 \times 25 = 7,5 \text{ KN/m}^2$

Enduit interne..... $0,4 \times 22 = 8,8 \text{ KN/m}^2$

Etanchéité..... $0,18 \text{ KN/m}^2$

Poids de l'eau..... $10 \times \frac{5,5+4,55}{2} = 50,25 \text{ KN/m}^2$

Poids de la cheminée..... $\frac{177,56}{56,09} = 3,16 \text{ KN/m}^2$

$$G = 7,5 + 8,8 + 0,18 + 50,25 + 3,16 + 1,17 = 71,60 \text{ KN/m}^2$$

Poids propre de la cheminée

Poids des équipements sur la cheminée $0,71 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation de la cheminée $1,00 \text{ KN/m}^2$

Cuvelage $0,71 \text{ KN/m}^2$

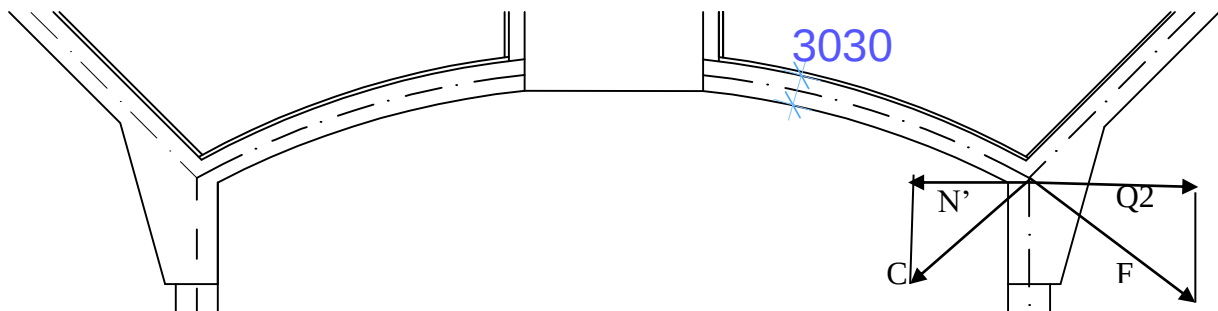


Figure II-6: coupe transversale de la coupole inférieure

La coupole inférieure sera dimensionnée de la même façon que la coupole supérieure

II.8. Ceinture d'appui

Descente de charge

La ceinture est l'élément circulaire à la base de la cuve et comme la ceinture supérieure elle reçoit des charges de l'ensemble des éléments qu'elle porte à savoir la charge horizontale transmise par la coupole de fond et celle transmise par le tronc de cône. Il s'agit à ce niveau de confronter ces charges et de conclure sur le type de sollicitation qui se développe à l'extérieur de la ceinture.

La composante horizontale transmise par le tronc de cône est donnée par la formule suivante :

$$N' = C \times \cos \alpha$$

Et celle transmise par la coupole de fond par la formule suivante :

$$Q_2 = Q_1 \times \pi \times D$$

Si N' est supérieur à Q_2 alors la ceinture d'appui est en compression

Si N' est inférieur à Q_2 alors la ceinture d'appui est en traction

Il est préférable de faire travailler la ceinture en compression car le béton résiste bien à la compression qu'à la traction.

Armature principale de compression

La section d'acier est obtenue par la formule suivante :

$$A_{sc} = \frac{N' - Q_2}{\sigma_{st}}$$

Armature principale de torsion

La torsion intervient sur notre élément de ceinture du fait que l'axe de symétrie de la paroi tronconique et de la coupole inférieure ne coïncident pas avec celui de la ceinture d'appui c'est pourquoi des armatures de torsion sont prévues pour reprendre ces sollicitations, l'excentricité de la force à l'origine de cette torsion peut se créer selon les deux directions mais pour le cas de notre ouvrage elle se crée par rapport la hauteur de la ceinture d'appui. Le moment dû à cette torsion est obtenu en intégrant la fonction suivante sur toute la longueur développée de la ceinture :

$$M_x = \int f r dx$$
$$M_x = F \cdot r$$

Avec pour paramètre

M_x : moment de torsion

f : force à l'origine de la torsion

F : la résultante de toute les forces à l'origine de la torsion

r : bras de levier (excentricité)

La section d'armature pour reprendre les efforts de torsion est obtenue par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{T_U U \gamma_s}{2 \Omega f_e}$$

Avec pour paramètre :

A_{st} = Acier de torsion

T_U : moment de torsion à L'ELU

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier

U : le périmètre de l'aire Ω

Ω : l'aire de la ceinture

f_e : la limite d'élasticité de l'acier

La somme des armatures longitudinales de torsion doit être au moins égale au pourcentage minimal, cette condition se vérifie par la relation suivante :

$$\frac{A_{st}}{b_0 U} \geq 0,40 MPa$$

Les armatures transversales de torsion

Les armatures transversales de torsion sont dimensionnées à partir de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{T_U}{2\Omega}$$

Avec pour paramètre :

A_t : la somme des brins d'armature transversales contenue dans l'épaisseur b_0 (soit $a/6$ pour une section pleine).

f_e : limite d'élasticité de l'acier

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier

Ω : aire de la section

Ferraillage ceinture inférieure

- Vérification des contraintes de cisaillement dans le béton

Il faut cumuler l'effort de cisaillement due au moment de torsion à la contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant pour vérifier cette condition de non fragilité :

$$\tau_{ut} + \tau_{uv} = \tau_u$$
$$\tau_{ut} = \frac{M_x r}{J}$$

- Calcul des armatures transversales

II.9. Fut cylindrique ou bien tour

Le support de la cuve est une tour de forme cylindrique, il est en générale considéré comme un voile. Pour son dimensionnement ces valeurs seront retenues :

Epaisseur de la paroi de la tour : 30 cm

Diamètre entre axe : 8,2 m

Diamètre externe : 8,50 m

Hauteur de la tour : 22,80 m

Pour considérer notre élément de tour comme un voile des conditions doivent être respectées, en particulier l'élancement qui nous exige des hauteurs de telle sorte que l'élément sera moins élancé. Cette condition nous amène à discrétiser la tour en des éléments de hauteur de 3 m, ce qui nous conduit à 8 tranches où la dernière sera la plus chargée. Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du DTU 23.1

Conditions d'existence d'un voile (HENRY THONIER TOME 3)

- ✓ Longueur du voile doit être supérieure à 5 fois son épaisseur
- ✓ Epaisseur doit être supérieur ou égal à 0,10 m
- ✓ Elancement mécanique doit être inférieure à 80
- ✓ Excentricité initiale de construction doit être au plus égale à $[0,02 m; Lf/300]$
- ✓ Résistance caractéristique du béton doit être inférieure 40MPa

Descente de charge

$$N_u = 1,35 \left(p + \sum p_d + \sum p_v \right) + 1,50 Q$$
$$N_{ser} = Pt + Q$$

Tous les paliers ne pouvant être exploités au même moment nous allons considérer une charge d'exploitation $g = 2 \text{ KN/m}^2$ (Norme NF 65) uniquement sur un seul palier.

Ainsi la charge à l'état limite ultime pour le calcul du voile est ramenée en une charge par ml de longueur $Nu/ml = \frac{Nu}{pr}$

P : le poids de la cuve

Pd : le poids des dalles

Pv : poids du voile

Pr : périmètre du voile

Q : charge d'exploitation sur la dalle

Vérification de la contrainte de compression dans le béton

La contrainte admissible de compression du béton pour les supports des réservoirs surélevés :

$$\sigma_{adm} = \min \left\{ \left(\frac{130e}{D} \times (f_{c28})^{\frac{1}{3}} \right); \left(\frac{e + 0.55}{3} \right) \times f_{c28} \right\} [8]$$

La contrainte qui se développe à la base du voile

$$\sigma_{bc} = \frac{Nu}{\pi \times D_{moy} \times ev}$$

Dmoy = le Diamètre moyen de la tour

Si la contrainte à la base de la tour est inférieure à la contrainte admissible alors on armera la tour avec des armatures forfaitaires

- Section d'armature principale

$$A_{min} = da \max \left[0,001; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \times \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{ulim}} - 1 \right) \right] [9]$$

θ : 1,4 pour un voile de rive et 1 pour un voile intermédiaire

Si l'épaisseur de la tour est supérieure 15 cm alors on placera ces armatures en double nappe conformément aux règles du (fascicule 74,1998)

- Armature de répartition

$$A_{min} = da \max \left[\frac{2}{3} \varphi_{vmax}; 0,001 \right]$$

φ_{vmax} : le pourcentage vertical de la bande la plus armée

Vérification à l'ELU

La condition à vérifier est :

$$Nu \leq Nu, lim$$

Cet effort limite est donné par la formule suivante :

$$Nu, lim = \alpha \times \left[\frac{Br \times fc28}{0,9 \times \gamma b} + Amin \times \frac{fe}{\gamma s} \right] [7]$$

Nu, lim : l'effort normal ultime limite de la section

α : coefficient de réduction

Br : section réduite du béton

$fc28$: la résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours

γb : coefficient de sécurité du béton (généralement 1,5)

$Amin$: acier minimale des armatures longitudinales

fe : limite élasticité de l'acier

γs : coefficient de sécurité de l'acier

Ferraillage de la tour (voir Annexe 11)

II.10. Fondation

Une fondation en radier est un ouvrage en béton armé de grande surface, formant une dalle continue et rigide placée sous la totalité d'une construction afin de transmettre les charges de l'ouvrage au sol de manière uniforme, la semelle assure la diffusion des charges verticales provenant de la cuve et du support et parfois des efforts horizontaux dus au vent, confère à l'ensemble de la fondation une grande rigidité. La conception de la semelle dépend de la portance du sol, des charges et les critères de flèche et de fissuration imposés par le béton

Calcul des dimensions du radier

Le radier est considéré comme un plancher inversé, le calcul de ses dimensions (épaisseur et diamètre) se fait par la vérification au non poinçonnement et la condition de la flèche.

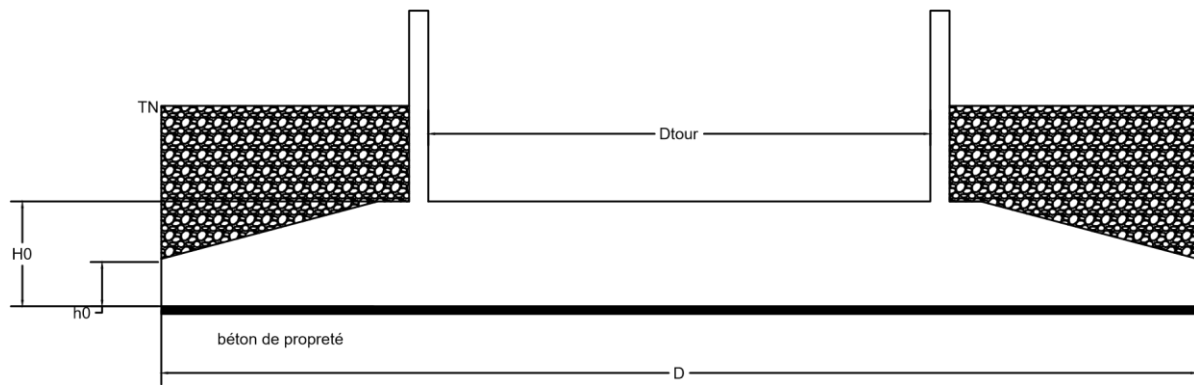


Figure II-7: radier

- Calcul du diamètre D

Le diamètre du radier constitue un paramètre essentiel pour assurer une répartition homogène des contraintes sur le sol de fondation, sa valeur minimale est déterminée en fonction de la contrainte admissible du sol, de manière à éviter toute surcharge susceptible d'engendrer des tassements excessifs ou des déformations différentielles.

$$\sigma_{semelle} \leq \sigma_{sol}$$

$$D = \sqrt{\frac{N_u \times 4}{\pi \times \sigma_s}}$$

- Calcul de l'épaisseur H0

Nous avons déterminé la valeur de H0 en résolvant l'équation de non poinçonnement (art.A.5.24 BAEL 91) suivante :

$$N_u = 0,07 \times U_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = \pi \times D_{moy} \times h_r \text{ et } D_{moy} = \frac{D+d}{2} \text{ et } d = \frac{D}{2}$$

N_u : effort normal ultime sur le radier

U_c : périmètre moyen comprimé du radier

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours

γ_b : coefficient de sécurité du béton (généralement 1,5)

D_{moy} : diamètre moyen du radier

D : diamètre extérieur du radier

d : diamètre intérieur du radier

H0 est donné par l'inégalité suivante après simplification de la formule :

$$h_r^2 + D_{moy} \times h_r - \frac{\gamma_b \times N_u}{0,07 \times \pi \times f_{c28}} \geq 0$$

Calcul des efforts interne du radier

- Détermination de la charge surfacique q_u et q_{ser}

$$q_u = \frac{2R_U}{D}$$

$$q_{ser} = \frac{2R_{ser}}{D}$$

R_U : réaction sous la tour sur une base de 1 m (ELU)

R_{ser} : réaction sous la tour sur une base de 1 m (ELU)

q_u : la charge linéaire sur une base de 1 m (ELU)

q_{ser} : la charge linéaire sur une base de 1 m (ELS)

Pour obtenir la charge q nous tiendrons compte du poids propre de la semelle, qui sera également une charge linéaire sur toute la longueur D .

- Le calcul des moments de flexion max M_x et M_y

Pour le calcul des moments fléchissant nous avons utilisés le logiciel PyBar

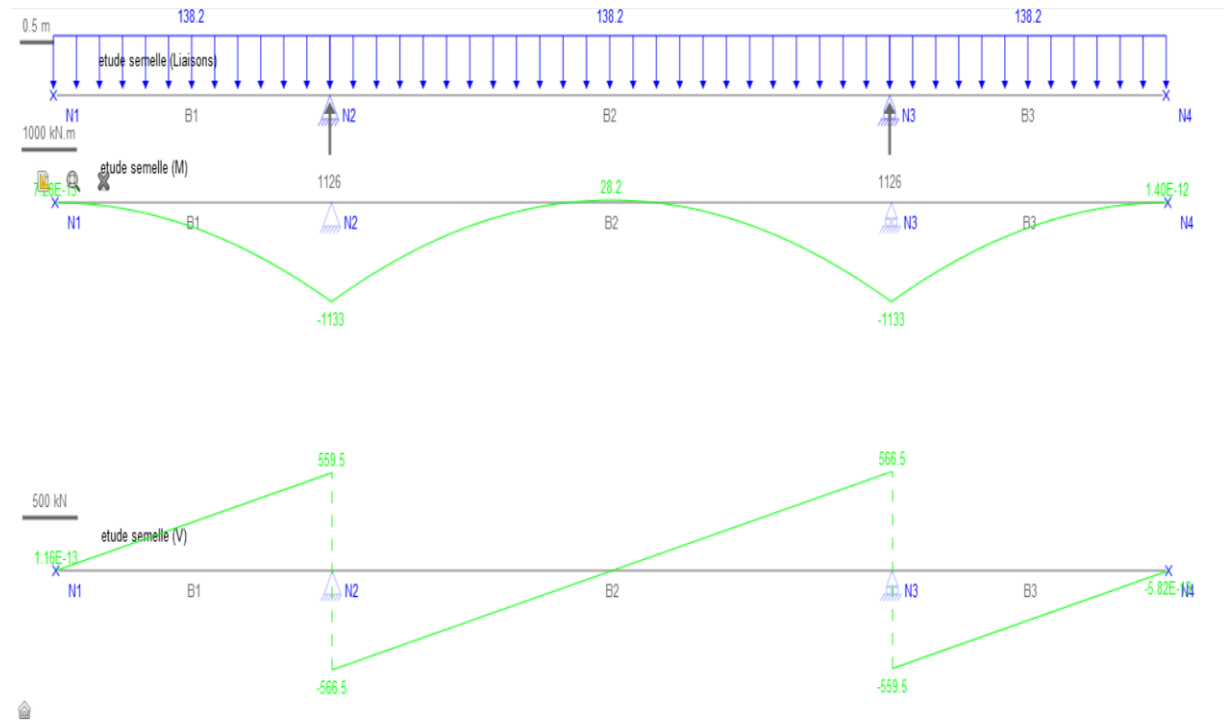


Figure II-8 : diagramme des moments fléchissants et des efforts tranchants (ELU)

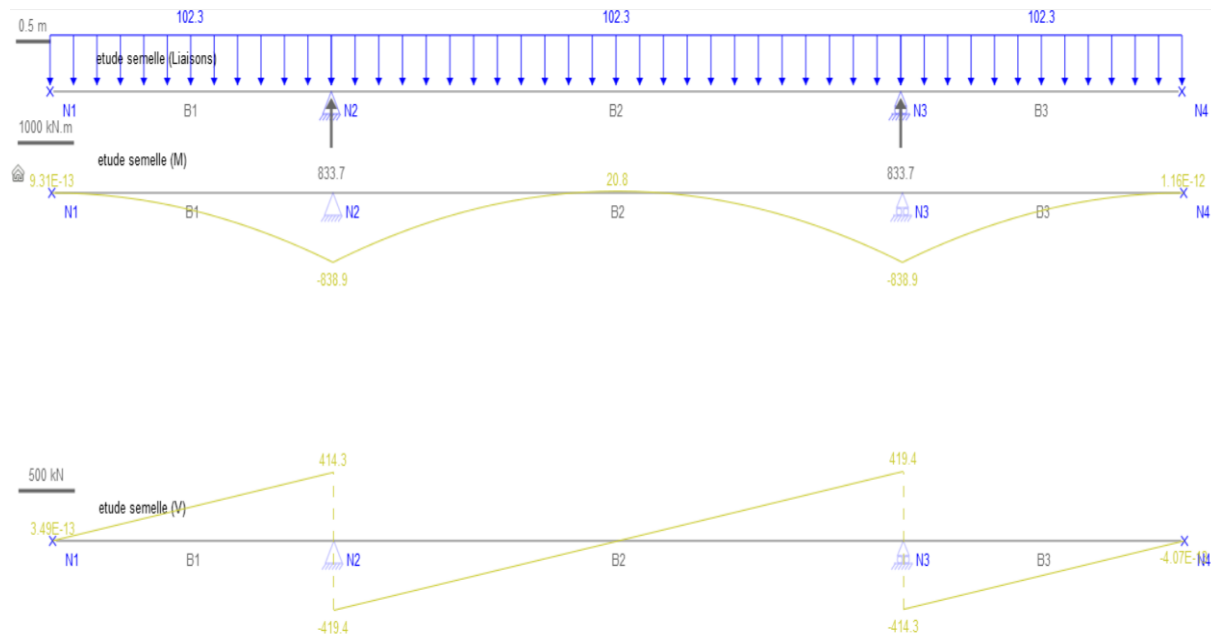


Figure II-9 : diagramme des moments fléchissants et des efforts tranchants (ELS)

Tableau II-3 Moments fléchissants et efforts tranchants

	L'ELU	L'ELS
Moment sur appui	1133,11 <i>KN.m</i>	838,90 <i>KN.m</i>
Moment en travée Max	28,12 <i>KN.m</i>	20,85 <i>KN.m</i>
Effort tranchant Max	559,54 <i>KN</i>	414,27 <i>KN</i>

Le Tableau II-3 est le résultat des calculs effectués manuellement et ses valeurs ont été retenues pour le dimensionnement du radier[10].

Ferraillage du radier

Le ferraillage du radier a été calculé à l'ELU puis vérifié à l'ELS pour éviter que les contraintes provoquées par les charges vis-à-vis de la compression et la traction du béton ne dépassent les contraintes admissibles.

Les calculs se font en fissuration préjudiciable (FP) sous flexion simple.

Calcul du paramètre α_{ser}

$$\alpha_{ser} = \frac{n\overline{\sigma}_{bc}}{n\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}}$$

$\overline{\sigma}_{bc}$: contrainte limite de compression du béton à l'ELS

$\overline{\sigma}_{st}$: contrainte limite de traction de l'acier à l'ELS

Vérification de la présence d'armature comprimée

Il s'agit de comparer le moment qui se crée (M_{ser}) dans le béton au moment résistant (M_{rserb})

$$M_{rserb} = \frac{1}{2}\overline{\sigma}_{bc} \times b \times d^2 \times \overline{\alpha}_{ser} \left(1 - \frac{1}{3}\overline{\alpha}_{ser}\right)$$

Si $M_{ser} \leq M_{ser}$ alors pas d'armatures comprimées

Calcul du paramètre Z_{ser} (bras de levier)

$$\overline{Z}_{ser} = d \left(1 - \frac{1}{3} \alpha_{ser} \right)$$

Calcul de la section d'acier

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{\overline{Z}_{ser} \times \overline{\sigma}_{st}}$$

La condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Vérifications des contraintes du béton à l'ELS

Il s'agit ici de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_{ser}} \times Y_{ser} \leq 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_{ser}}{I_{ser}} (d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma}_{st} = fe (fp)$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n \times M_{ser}}{I_{ser}} (y_{ser} - d') \leq \overline{\sigma}_{sc} = \frac{n\overline{\sigma}_{bc}(\overline{y}_{ser} - d')}{\overline{I}_{ser}}$$

Avec :

La valeur de Y_{ser} qui est obtenue en résolvant l'équation suivante :

$$\frac{1}{2} \times b \times Y_{ser}^2 - nA_{st}(d - Y_{ser}) = 0$$

Ainsi la valeur de I_{ser} est obtenu en remplaçant Y_{ser} dans la formule suivante :

$$I_{ser} = \frac{1}{3} b(Y_{ser})^3 + nA_{st}(d - Y_{ser})^2$$

II.11. Etude de la stabilité de l'ouvrage

II.11.1. Stabilité au renversement

La stabilité au renversement est la capacité de l'ouvrage à résister aux forces qui ont tendance à le faire basculer autour de son pied ou de son bord d'appui. Un ouvrage est stable vis-à-vis du renversement lorsque le rapport des moments renversant et les moments stabilisant est supérieur au coefficient de sécurité.

$$\frac{M_{sta}}{M_{ren}} \geq 1,5$$

M_{sta} : le moment stabilisant (KN.m)

M_{ren} : le moment renversant (KN.m)

Les actions déstabilisantes sont dues au vent et celle qui sont stabilisantes dues au poids propre du massif. Le château sera décomposé en différents éléments pour pouvoir évaluer ces moments.

Détermination du moment reversant extrême

Ce moment est essentiellement dû à la force dynamique du vent qui est défini selon la norme NV 65 par la formule de MAYERE

$$q_c = q_{10} \times K_h \times K_s \times K_m \times \delta \times \beta [11]$$

q_c : la pression dynamique corrigée

q_{10} : la pression dynamique de base

K_h : effet de la hauteur

K_s : effet de site

K_m : effet de masque

δ : effet de dimension

β : coefficient de majoration dynamique

Détermination du moment stabilisant

Ce moment est dû essentiellement au poids propre de l'ouvrage entier à vide. Il se détermine par la formule suivante :

$$M_{sta} = P_G \times X_G$$

P_G : poids propre de l'élément considéré

X_G : bras de levier de l'élément par rapport à l'extrémité de la semelle

II.11.2. Stabilité au glissement

La stabilité au glissement est la capacité de l'ouvrage à résister au déplacement horizontal qui pourrait se produire sous l'effet des forces qui agissent sur lui. Un ouvrage est stable au glissement lorsque les forces qui l'empêchent de glisser sont largement plus grandes que celles qui cherchent à le provoquer.

$$\frac{F_v \times \tan \varphi'}{F_h} \geq 1,5$$

Avec ; $\varphi' = \frac{2}{3} \varphi$

F_v : la résultante des forces verticales

F_h : la résultante des forces horizontales

φ : l'angle de frottement interne du sol

φ' : l'angle de frottement réduit

Conclusion

Après avoir décrit l'approche méthodique du dimensionnement manuel qui a débuté par une présentation des hypothèses de calcul, des caractéristiques du béton et de l'acier, du type d'étanchéité, de la vérification du volume de la cuve, de l'étude du radier jusqu'à la vérification de la stabilité externe. Un chapitre dédié à la présentation de ces résultats nous permettra de mieux visualiser l'approche.

Chapitre III. Résultats du dimensionnement analytique

III.1. Introduction

Ce chapitre est dédié exclusivement à la présentation des résultats de l'approche analytique, le résultat de chaque partie dimensionnée sera présenté ainsi que les plans d'exécutions.

III.1.1. Evaluation de la demande en eau potable de la zone d'étude du projet

Après l'estimation de la population projetée à l'horizon de l'année 2045, les résultats obtenus en ce qui concerne la demande en eau potable est résumés dans le tableau ci-après

Tableau III-1: besoin et demande d'eau des localités

EVALUATION DES BESOINS ET DEMANDE EN EAU DES LOCALITES A L'HORIZON 2045					
Année	2025	2030	2035	2040	2045
Population Aguidi	25429	30231	35939	42726	50794
Consommation spécifique moyennes (l/j/hbt)	15				
Besoin domestique(l/j)	381435	453463,00	539092,35	640891,46	761913,74
Besoin domestique(m3/j)	381,44	453,46	539,09	640,89	761,91
Besoins annexe(m3/j)	76,29	90,69	107,82	128,18	152,38
Besoins totaux (m3/j)	457,72	544,16	646,91	769,07	914,30
Coefficient de pointe saisonnier (Cpj)	1,70				
Coefficient de pointe journalier (Cpj)	1,1				
Besoin en eau de jour de pointe(m3/j)	855,94	1017,57	1209,72	1438,16	1709,73
Rendement global du réseau (%)	85%				
Demande en eau du jour de pointe(m3/j)	1006,99	1197,14	1423,20	1691,95	2011,45
Temps de pompage (h/j)	14				
Débit d'adduction (m3/h)	71,92	85,51	101,65	120,85	143,67
Coefficient de pointe horaire (Cph)	2				
Débit de distribution	83,91	99,76	118,60	140,99	167,62

La valeur de la capacité du réservoir est obtenue comme indique dans le paragraphe I.2.5, sur cette capacité sera ajouté un volume incendie de 120 m³

$$V = 0,30 \times 2011,45 + 120 = 723,45 \text{ m}^3$$

Le volume retenu pour la suite est de 730 m³

III.1.2. Prédimensionnement de la cuve

Les résultats issus d'après les calculs du volume de la cuve sont les suivants :

(Voir Annexe 2)

Elément de volume		Désignation	Volumes (m ³)
Tronc de cône		V1	766,86 m³
H	6,5		
R	10,6		
R	4,1		
La cheminée		V2	12,48 m³
H	5,55 m		
Rc	0,55 m		
Coupole inférieure		V3	21,93 m³
Epaisseur	0,30 m		
Rayon de courbure	8,71 m		
Flèche	1,025 m		
Partie de la coupole inférieure située dans la cheminée		V4	0,04 m³
Volume d'eau dans la cuve		Vc	730 m³

III.1.3. Calcul du ferrailage coupole supérieure

Les résultats issus après les calculs de la coupole supérieure sont les suivants :

Détail des calculs (Voir Annexe 3)

Tableau III-2: résultat de la coupole supérieure

	Résultat
Rayon de courbure de la coupole supérieure	27,56 m
La charge sur la coupole par unité de surface	5 KN/m ²
Composante verticale de l'effort de compression	27,56 KN/m
Composante horizontale de l'effort de compression	66,14 KN/m ²
Effort normal de compression dans la coupole	71,65 KN/m ²
Contrainte limitée de compression	1,35 MPa
Contrainte développée dans la coupole	0,59 MPa
Section d'acier principale	3,6 cm ² /m
Section d'acier de repartions	3,6 cm ² /m

Choix de section d'acier

On considère 4HA12 (4,57 cm²)

Plan de ferrailage (voir Annexe 3)

III.1.4. Calcul du ferrailage de la ceinture supérieure

Les résultats issus après les calculs de la ceinture supérieure

Détail des calculs (Voir Annexe 4)

Tableau III-3 : résultat de la ceinture supérieure

	Résultat
La charge sur la coupole par unité de surface	66,14 KN/m ²
L'effort de traction correspondant	701,08 KN
Diamètre de l'acier	25 mm
Contrainte de traction	2,34 MPa
Contrainte admissible de traction	2,64 MPa
Contrainte de l'acier	165 MPa
Section d'acier principale	42,49 cm ²
Section d'acier minimal	14,40 cm ²

La limitation de la contrainte de traction

$$2,34\text{Mpa} < 2,64\text{Mpa}$$

La contrainte de traction dans la ceinture supérieure est vérifiée.

Choix de section d'acier

On considère 10HA25 (49,01cm²)

Plan de ferrailage (voir Annexe 5)

III.1.5. Calcul du ferrailage de la paroi de la cuve tronconique

➤ **Dimensionnement de la paroi de la cuve**

Le poids propre de la ceinture supérieure par mètre linéaire de longueur

$$\begin{aligned} P_c &= B \times H \times \gamma_b \\ &= 0,60 \times 0,50 \times 25 = 7,5 \text{ kN/ml} \end{aligned}$$

Poids transmis par la coupole supérieure et le poids de la ceinture supérieure par mètre linéaire de longueur

$$p' = 27,56 + 7,5 = 35,06 \text{ kN/ml}$$

La longueur $l = \frac{hc}{\tan(\alpha)} = \frac{5,5}{\tan(45)} = 5,5$

Les composants des forces horizontales agissant sur la paroi

- Due à la pression hydrostatique

$$F1 = \frac{10 \times 5,5}{\sin(45) \times \cos(45)} \left(5,5 \left(4,1 + \frac{5,5}{2} \right) - \left(\frac{4,1}{2} + \frac{5,5}{3} \right) 5,5 \times \tan(45) \right)$$

- Du au poids propre

$$F2 = \frac{25 \times 0,30 \times 6,5}{\sin(\alpha)} \left(4,1 + \frac{6,5}{2} \right)$$

Détail des calculs (voir Annexe 6)

Le calcul de l'effort dimensionnant de la paroi est obtenu par la formule suivante :

$$F = F1 + F2$$

$$F = 2301,56 \text{ kN}$$

-

Le diamètre des armatures est au plus égal à $h_0/10$, (h_0 l'épaisseur de la paroi) et au plus égal à 8 mm

- L'espacement est limité pour les parois au contact avec du liquide à la plus petite des deux valeurs $1,5 h_0$ et 20 cm.

Tableau III-4: dimensionnement paroi tronconique

$\sigma_{st}/$ Ast théorique	Diamètre/section	Nombre de barre arrondie	Nbre de bar/ Ast réel	Espacement
176,38	HA 8	24	24	6,83
11,86 cm²	0,5 cm ²		12,072 cm ²	
176,38	HA 10	15	16	5,6
11,86 cm²	0,79 cm ²		12,59 cm ²	
176,38	HA12	10	11	8,68
11,86 cm²	1,13 cm ²		12,44 cm ²	
173,38	HA14	8	8	12,69
11,86 cm²	1,54 cm ²		12,34 cm ²	
165,60	HA16	7	7	14,8
12,63 cm²	2,01 cm ²		14,07 cm ²	
153,16	HA20	5	5	22,5
13,66 cm²	3,14 cm ²		15,71 cm ²	
142,06	HA25	3	3	46,25
14,73 cm²	4,91 cm ²		13,73 cm ²	

Limitation des contraintes de traction dans le béton

Calcul de la contrainte au pied du au poids de l'eau

$$\sigma_{\theta} = -\frac{\varphi y}{e \cos \alpha} (y \cot \alpha - h) = -\frac{10 \times 4,1}{0,30 \times 0,71} (-1 \times 4,1 + 9,75) = 1087,57 \text{ Kpa}$$

$$\sigma_{\theta} = 1,09 \text{ Mpa}$$

Calcul de la contrainte au pied du au poids propre

$$\sigma_{\theta} = \frac{g(y \tan \alpha)}{e} = \frac{8,38 \times 4,1}{0,30} = 114,53 \text{ Kpa}$$

$$\sigma_{\theta} = 0,115 \text{ Mpa}$$

$$1,205 \text{ Mpa} < 2,64 \text{ Mpa}$$

La contrainte de traction n'a pas dépassé la valeur limite acceptable dans le béton, par conséquent la contrainte de traction est vérifiée.

Choix de section d'acier

On considère 7HA16 (14,08 cm²) espacées de 10 cm et disposées par nappes

Plan de ferrailage (voir Annexe 7)

III.1.6. Calcul ferrailage de la ceinture d'appui

La charge Q2 est une charge linéaire tout autour de la ceinture d'appui

$$Q_2 = Q_1 \times \pi \times D = 292,40 \times \pi \times 8,2 = 7528,72 \text{ KN}$$

La valeur de l'effort comprimant la ceinture est de 2196,98 KN (voir Annexe 8)

Les sections d'acier comprimé dans la ceinture d'appui s'obtiennent par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{N' - Q_2}{\sigma_{st}}$$

Tableau III-5 : dimensionnement de la ceinture

$\sigma_{st}/$ Ast théorique	Diamètre/section	Nombre de barre arrondie	Nbre de bar/ Asc réel
176,38	HA 8	250	250
124,56 cm²	0,5 cm ²		125 cm ²
176,38	HA 10	158	158
124,56 cm²	0,79 cm ²		124,82 cm ²
176,38	HA12	111	111
124,56 cm²	1,13 cm ²		125,43 cm ²
176,38	HA14	81	81
124,56 cm²	1,54 cm ²		124,74 cm ²
165,60	HA16	67	67
132,67 cm²	2,01 cm ²		134,67 cm ²
153,16	HA20	46	46
143,44 cm²	3,14 cm ²		144,44 cm ²
142,06	HA25	32	32
154,65 cm²	4,91 cm ²		157,12 cm ²

Choix de section d'acier

On considère 32HA25 (157,12cm²)

Vérification de la section :

$$A_{min} > \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,59 \times 2,4}{500} = 28,32 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales

$$8 \text{ mm} < \phi < \frac{h_0}{10}$$

$$8 \text{ mm} < \phi < 50 \text{ mm}$$

On retient des $\phi 10$

Espacement des armatures de répartition

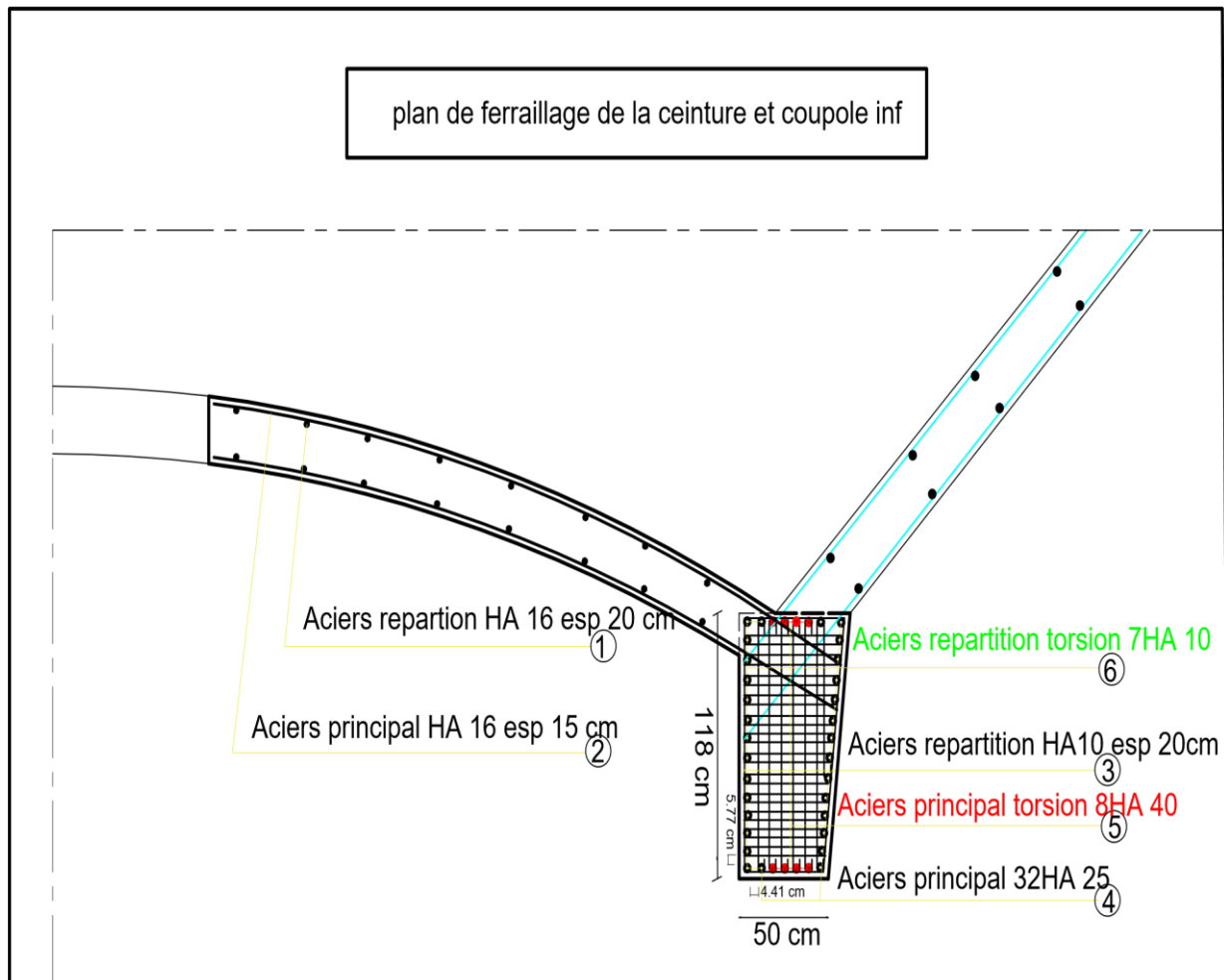
$$st = \min[1,5 h_0, 20 \text{ cm}]$$

$$st = \min[1,5 \times 50; 20]$$

$$\mathbf{st = 20cm}$$

Armatures de torsion (détails des calculs voir Annexe 8)

Plan de ferrailage (voir Annexe 9)



III.1.7. Calcul ferrailage fond de cuve

Les résultats issus après les calculs de la coupole inférieure sont les suivants :

(Voir Annexe 10)

Tableau III-6 : résultat de la coupole inferieure

	Résultat
Rayon de courbure de la coupole supérieure	1,025 m
La charge sur la coupole par unité de surface	71,60 KN/m ²
Composante verticale de l'effort de compression	155,95 KN/m
Composante horizontale de l'effort de compression	292,40 KN/m ²
Effort normal de compression dans la coupole	331,38 KN/m ²
Contrainte limitée de compression	8,50 MPa
Contrainte développée dans la coupole	1,10 MPa
Section d'acier principale	9 cm ² /m
Section d'acier de répartitions	9 cm ² /m

Plan de ferrailage (voir Annexe)

III.1.8. Calcul ferrailage fut cylindrique (tour)

Les résultats issus après les calculs du fut sont les suivants :

(Voir Annexe 11)

Tableau III-7 : résultats du fut

	Résultat
Effort normal ELU	28992,13 KN
Effort normal ELS	21464,87 KN
Contrainte effective	3,75 MPa
Contrainte admissible	10,93 MPa
Section d'acier principale	3 cm ²
Section d'acier minimal	3 cm ²

Plan de ferrailage (voir Annexe 11)

III.1.9. Calcul ferrailage fondation

Les résultats obtenus après calcul du radier sont résumés dans le tableau ci-dessous

Détails des calculs (voir Annexe 12)

Tableau III-8 : résultats du radier

	Résultat
Contrainte du sol	0,5 MPa
Contrainte effective	0,22 MPa
Moment en travée (ELU)	28,12 KN.m
Moment sur appui (ELU)	1133,11KN.m
Effort tranchant (ELU)	559,54 KN
Moment en travée (ELS)	20,85 KN.m
Moment sur appui (ELS)	838,90 KN.m
Effort tranchant (ELU)	414,27 KN
Section d'acier principale de la nappe inférieure	100,11 cm ²
Section d'acier principale de la nappe supérieure	2,50 cm ²

Choix des aciers de la nappe supérieure

2HA14 (3,08 cm²)

Choix des aciers de la nappe inférieure

8HA40 (100,53 cm²)

Plan de ferrailage (voir Annexe 12)

III.2. Stabilité externe de l'ouvrage

Tableau III-9: calcul des moments renversant

Désignation	Vent (KN/m ²) q_c (kN/m ²) Extrême	Surface	Composante verticale (KN)	Composante horizontal (KN)	Bras de levier par rapport à O/X	Bras de levier par rapport à O/Z	Moment stabilisant	Moment renversant
Poids de l'eau	-	-	7300	0	8,15	-	59495	-
Lanterneau	2,56	1,08	7,39	2,77	8,15	35,55	60,23	98,47
Coupole supérieure	2,05	22,47	1321,38	46,19	8,15	34,04	10759,24	1572,31
Ceinture supérieure	2,00	0,30	499,51	0,60	8,15	32,68	4071,01	19,61
Voile du tronc	2,23	117	5195,41	261,32	8,15	29,13	42342,59	7612,25
Coupole inférieure			3506,85	0	8,15		28580,83	
Ceinture inférieure	2,01	10,03	379,98	20,18	8,15	25,29	3095,84	510,35
Cheminée et margelle			150,62		8,15		1227,55	
Tour	1,81	193,80	7246,75	351,65	8,15	14,30	59061,01	5028,60
Radier			3912,61		8,15		31887,77	
Σ vide			31125,54	682,71			181086,07	14841,59
Σ plein			38425,54	682,71			240581,07	14841,59

III.2.1. Stabilité au renversement

$$\frac{M_{sta}}{M_{ren}} \geq 1,5$$

$$\frac{181086,07}{14841,59} = 12,20$$

La stabilité vis-à-vis du renversement a été vérifiée donc nous pouvons maintenir les dimensions de la semelle

III.2.2. Stabilité au glissement

$$\frac{F_v \times \tan \varphi'}{F_h} \geq 1,5$$

Avec : $\varphi' = \frac{2}{3} \varphi$

$$\frac{31125,54 \times \tan(16,67)}{682,71} = 13,65$$

La stabilité vis-à-vis du glissement est vérifiée

Conclusion

Ce chapitre a permis de réaliser le dimensionnement de l'ouvrage étudié à partir des hypothèses de calcul retenues et des normes en vigueur. Les résultats obtenus confirment la stabilité et la conformité de la structure face aux sollicitations auxquelles elle est soumise.

Cette étape valide la faisabilité technique du projet et constitue une base pour les analyses présentées dans le chapitre suivant.

Chapitre IV. Dimensionnement en béton armé des éléments de la structure avec le logiciel Robot

IV.1. Modèle de calcul

Ce chapitre est dédié au dimensionnement numérique du château d'eau, qui a pour objectif d'une part de déterminer les efforts et sollicitations par la méthode des éléments finis, faire la simulation et nous permettra de justifier l'approche analytique afin de choisir la solution la plus optimale pour équilibrer les efforts qui sollicitent l'ouvrage sans que sa contrainte limite ne soit dépassée.

IV.1.1. Géométrie

L'ouvrage est modélisé sur robot structural analysis en 3D en tenant en compte les formes géométriques de la structure avec des barres et panneaux béton armé de section constante suivant le plan de coffrage. L'interaction du radier avec le sol est définie par la raideur du sol qui est prise égale au produit de à la contrainte admissible du sol et du tassement pour le repère Z et 1/10 de cette valeur pour l'axe X et Y

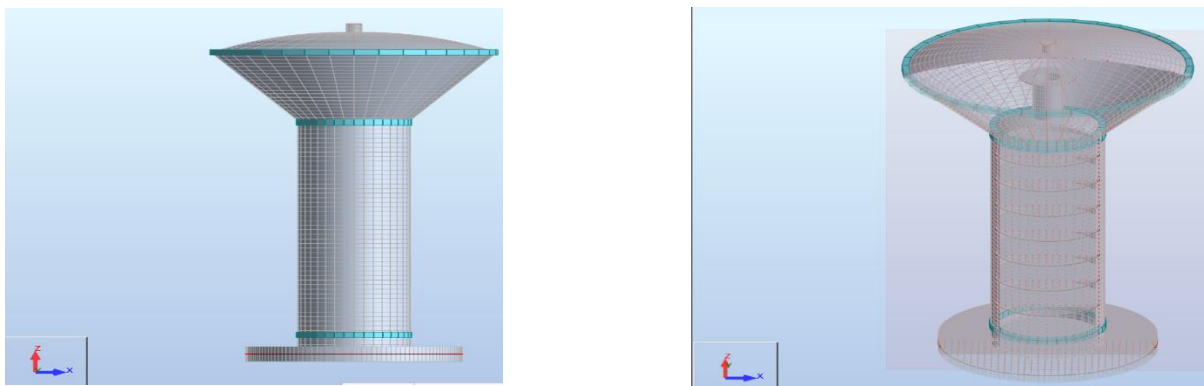


Figure IV-1: vue en 3D du château d'eau

IV.1.2. Condition d'appui

La structure entière repose sur un radier général de forme circulaire. Les radiers sont bloqués horizontalement par des appuis :

- $U_x = 0$: pas de déplacement suivant l'axe x
- $U_y = 0$: pas déplacement suivant l'axe y
- $U_z \neq 0$: le déplacement suivant l'axe z est autorisé

IV.1.3. Caractéristiques des barres et panneaux

Nous avons la une illustration des éléments constitutif de la structure de château d'eau ainsi que les unités de chargement appliquées

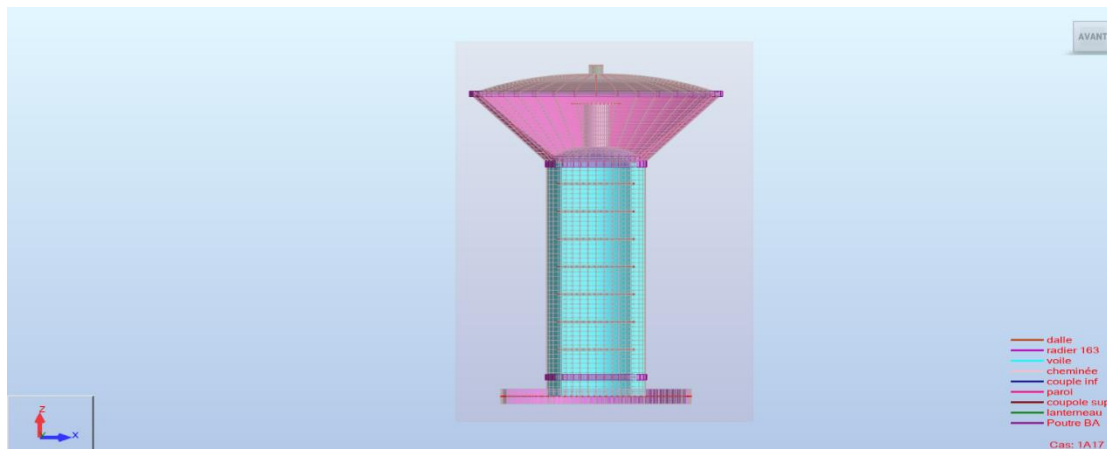


Figure IV-2: Caractéristique des éléments modélisés

IV.2. Chargement

IV.2.1. Cas de charge

Les cas de charge que nous considérons dans le cadre de cette étude sont les suivants :

Tableau IV-1 : désignation des charges du modèle numérique

Cas	Préfixe	Nom du cas	Nature
1	PERM1	Poids propre	Permanente
2	PERM2	Etanchéité et protection	Permanente
3	PERM5	Poids des équipements	Permanente
4	PERM6	Pousse des terre	Permanente
5	PERM3	Poids des terre	Permanente
6	PERM8	Etanchéité de la cuve	Permanente
7	expl3	Poids de l'eau	D'exploitation
8	expl2	Poussée hydraulique	D'exploitation
9	expl1	Surcharge d'entretien	D'exploitation
10	VENT1	Simulation du vent/x	Variable
11	VENT2	Simulation du vent/y	Variable

IV.2.2. Combinaison des charges

Les combinaisons se feront à L'ELU comme à L'ELS. Pour un élément calculé en fissuration peu préjudiciable, nous retiendrons la combinaison à L'ELU. Mais cependant, pour un élément calculé en FP ou FTP, nous retiendrons la combinaison à L'ELS.

IV.2.3. Modélisation des charges

IV.2.3.1. Poids propre de la structure

Le poids propre est directement pris en compte par le logiciel. Nous choisirons par la suite un type de matériaux utilisé (pour notre cas nous avons pris le béton B30 : masse volumique du béton = 25 KN/m³ et une résistance à la compression = 30 MPa) pour les éléments de la cuve

et du radier, (béton B25 : masse volumique du béton 25KN/m³ et une résistance à la compression de 25 MPa) pour le voile

IV.2.3.2. Etanchéité et protection

Cette charge a été appliquée sur la coupole de couverture, ainsi qu'à l'intérieure de la cuve par une charge de cuvelage, qui sont prises respectivement à 0,5KN/m² et 0,71KN/m²

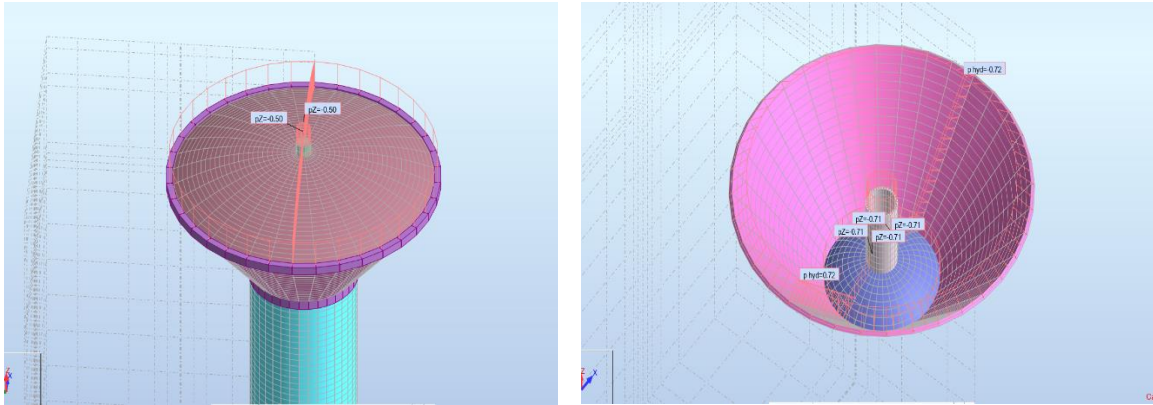


Figure IV-3: etanchéité et protection appliquée sur l'ouvrage

IV.2.4. Poids de poussée hydrostatique intérieure

La poussée hydrostatique est appliquée à l'intérieur de la cuve. L'eau est à la cote de 31,76 m

La poussée hydrostatique intérieure est une charge défavorable exercée sur la face intérieure de la paroi tronconique du château. Le poids volumique de l'eau est de 10 kN/m³.

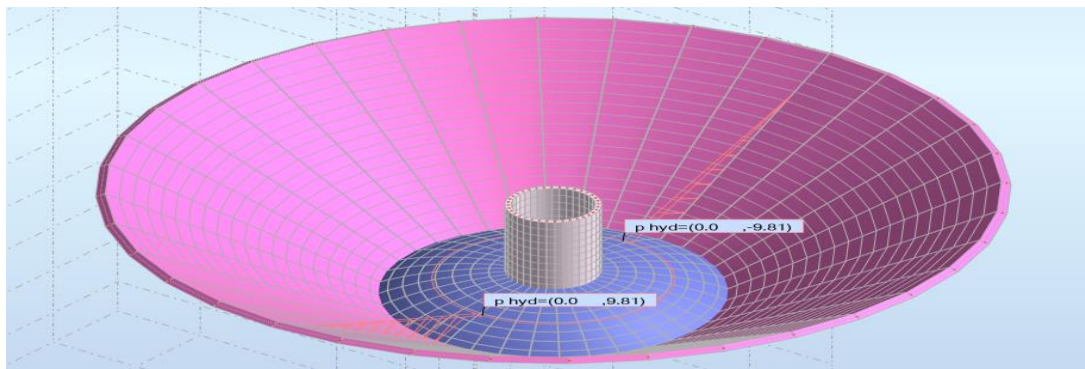


Figure IV-4: poussée hydrostatique appliquée à l'ouvrage

IV.2.5. Charge d'entretien

En plus de la dalle de transition, elle s'applique également sur la coupole supérieure du réservoir

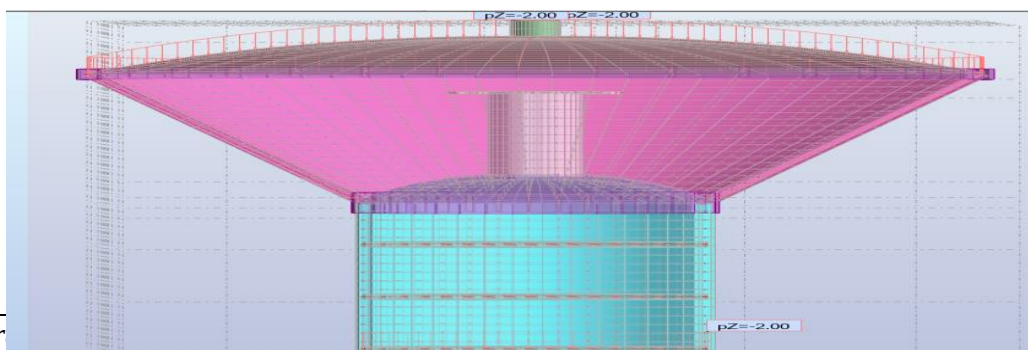


Figure IV-5: entretien appliqué à l'ouvrage

IV.2.6. La poussée des terres et poids des terres sur le radier

Ces charges sont appliquées au niveau du radier et la partie enterrée du château, le coefficient des terres au repos n'étant pas connu, nous partons du principe que le sol a un $K_0 = 0,5$ ainsi déterminer la poussée des terres. Le sol à une densité de 18 kN/m³.

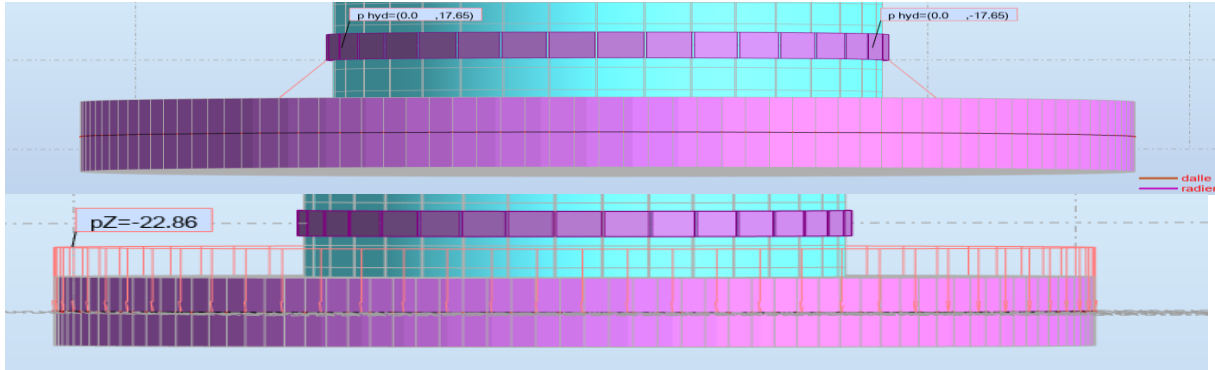


Figure IV-6: poids et poussée des terres appliquées à l'ouvrage

IV.2.7. Poids des équipements et le poids de l'eau

La charge hydraulique s'applique sur la coupole inférieure et celle des équipements sur le palier de la cheminée

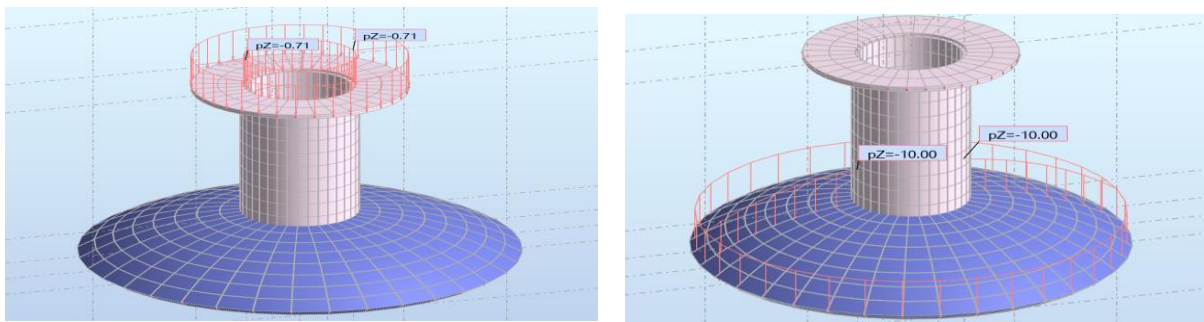
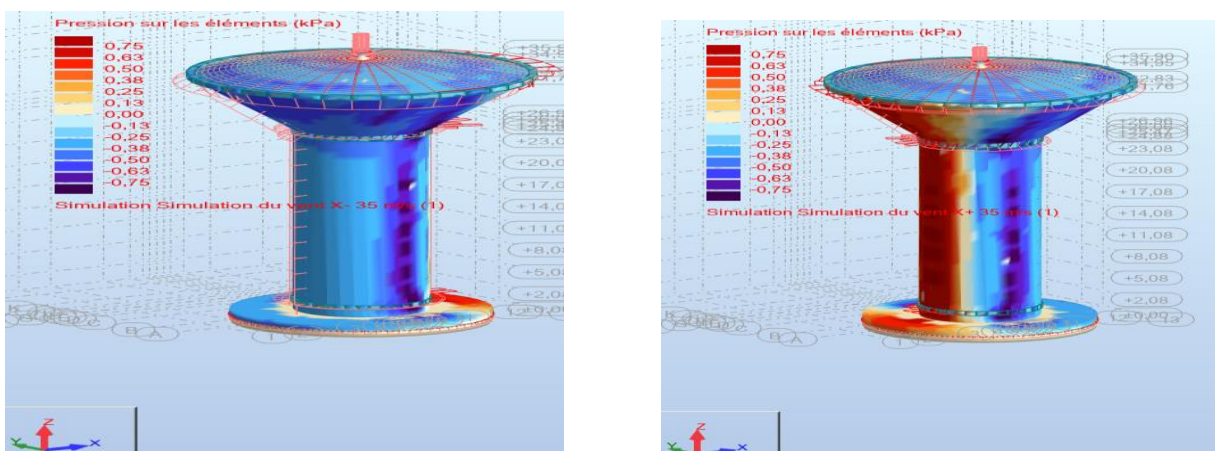


Figure IV-7: poids des équipements et poids de l'eau sur l'ouvrage

IV.2.8. Vent

La vitesse du vent considérée est de : 35 m/s



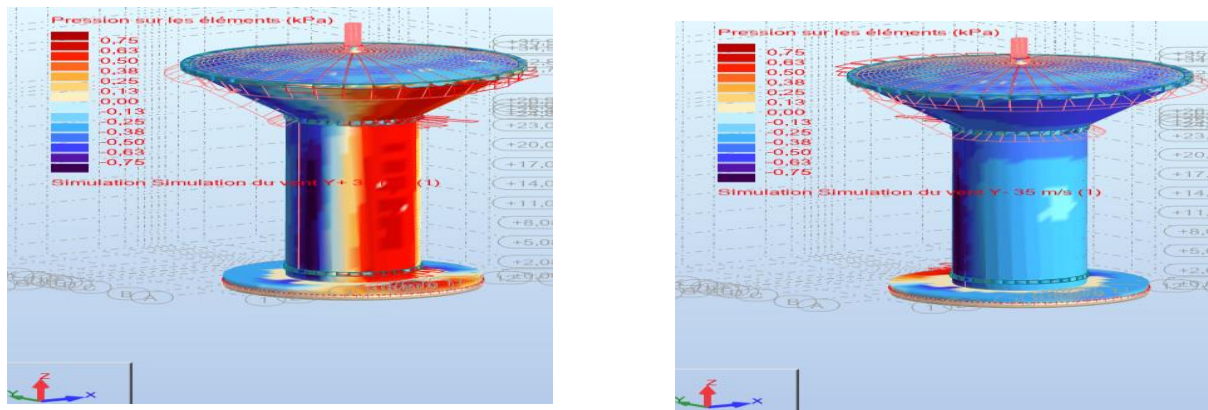


Figure IV-8: simulation des vents

IV.3. Résultat du dimensionnement numérique

Les résultats du calcul seront affichés par partie d'ouvrage

Pour les panneaux

Le sens Y représente le sens horizontal ou sens des cerces

Et le X le sens vertical ou radial

Pour le radier en forme circulaire :

Le sens X représente le sens des aciers radiaux

Et le Y le sens aciers cerces

IV.4. Réservoir

IV.4.1. Coupole supérieure

- Enveloppe des contraintes de compression et de traction

Les directions de cet élément sont les suivantes : sens YY=sens des parallèles (acier cerces), sens XX= sens des méridiens (aciers radiaux).

Tableau IV-2: contrainte dans la coupole sup

	Epaisseur	Contrainte σ_{YY}		Contrainte σ_{XX}	
		Traction	Compression	Traction	Compression
En pied	0,12	00	-0,98	00	00
En tête	0,12	0,96	00	00	-0,28

- La section d'acier dans la coupole supérieure

La contrainte admissible du béton est $\sigma_{adm F74} = 3,52 \text{ MPa}$

Nous remarquons que la contrainte admissible est largement supérieure au contrainte qui se développées dans le béton, nous pouvons conclure que le béton seul peut reprendre ces sollicitations. Nous disposons également de la section d'acier minimale prévus pour les fissurations due au retrait.

IV.4.2. Ceinture supérieure

- Effort normale dans la ceinture

La ceinture reprend les charges en traction. Elle fonctionne comme un tirant et aussi vue quelle est dans un milieu humide nous allons la calculer en fissuration très préjudiciable

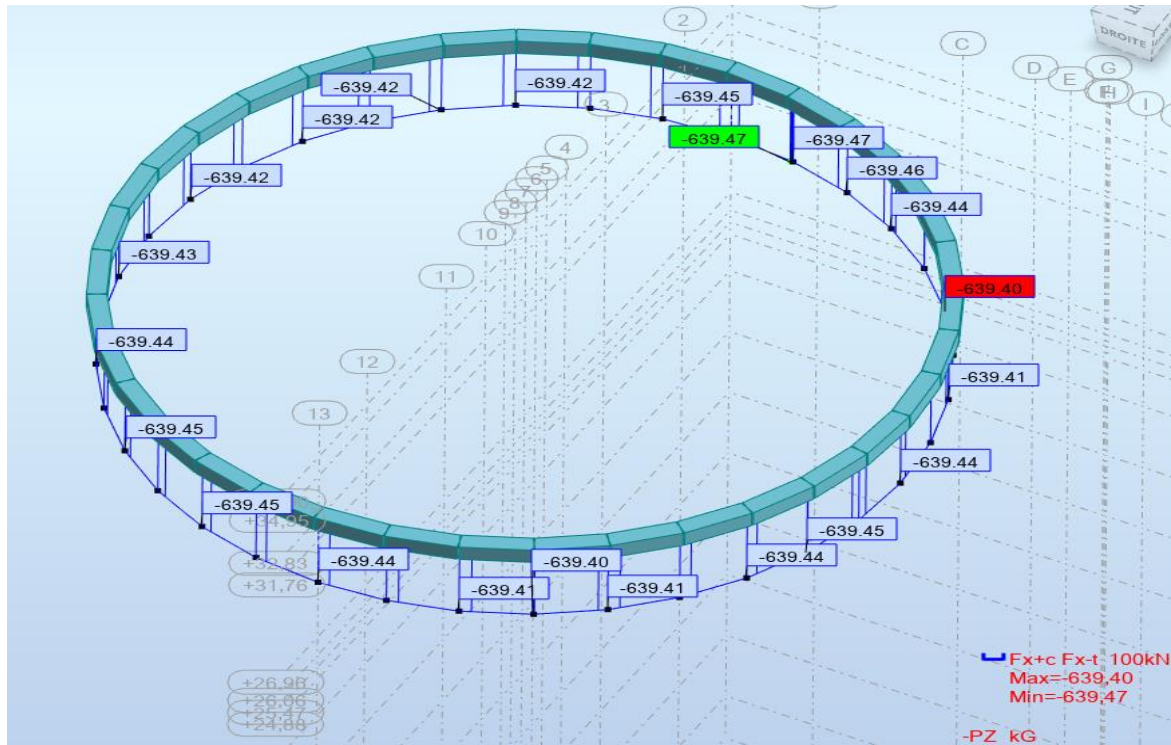


Figure IV-9:effort de traction dans la ceinture sup

La figure ci-dessus présente la répartition des efforts normaux de traction qui se développent dans la ceinture supérieure. L'effort de dimensionnement sera $T = 639,40 \text{ kN}$

➤ Section d'acier dans la ceinture

Pour une fissuration très préjudiciable suivant la norme BEAL99 mod99 (ceinture n'est pas en contact permanent avec l'eau), la section d'acier est la suivante :

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{639,40}{165 \times 1000} = 38,75 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq B \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} > \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,3 \times 2,4}{500} = 14,40 \text{ cm}^2$$

Choix : 8HA25 (39,27 cm²)

Armature transversale

$$8 \text{ mm} < \phi < \frac{h_0}{10}$$

$$8 \text{ mm} < \phi < 50 \text{ mm}$$

Nous adopterons pour les aciers transversaux les HA 10

- Espacement entre les aciers

$$st = \min(1,5h_0; 20 \text{ cm})$$

IV.4.3. Paroi tronconique

- Les contraintes de compression et de traction

La cuve tronconique reprend les charges en traction dans les cerces et en compression dans le sens radial. Les directions des aciers sont définies de manière suivante : sens YY = sens des parallèle (acier cerce), sens XX sens des méridiens (armature radiaux).

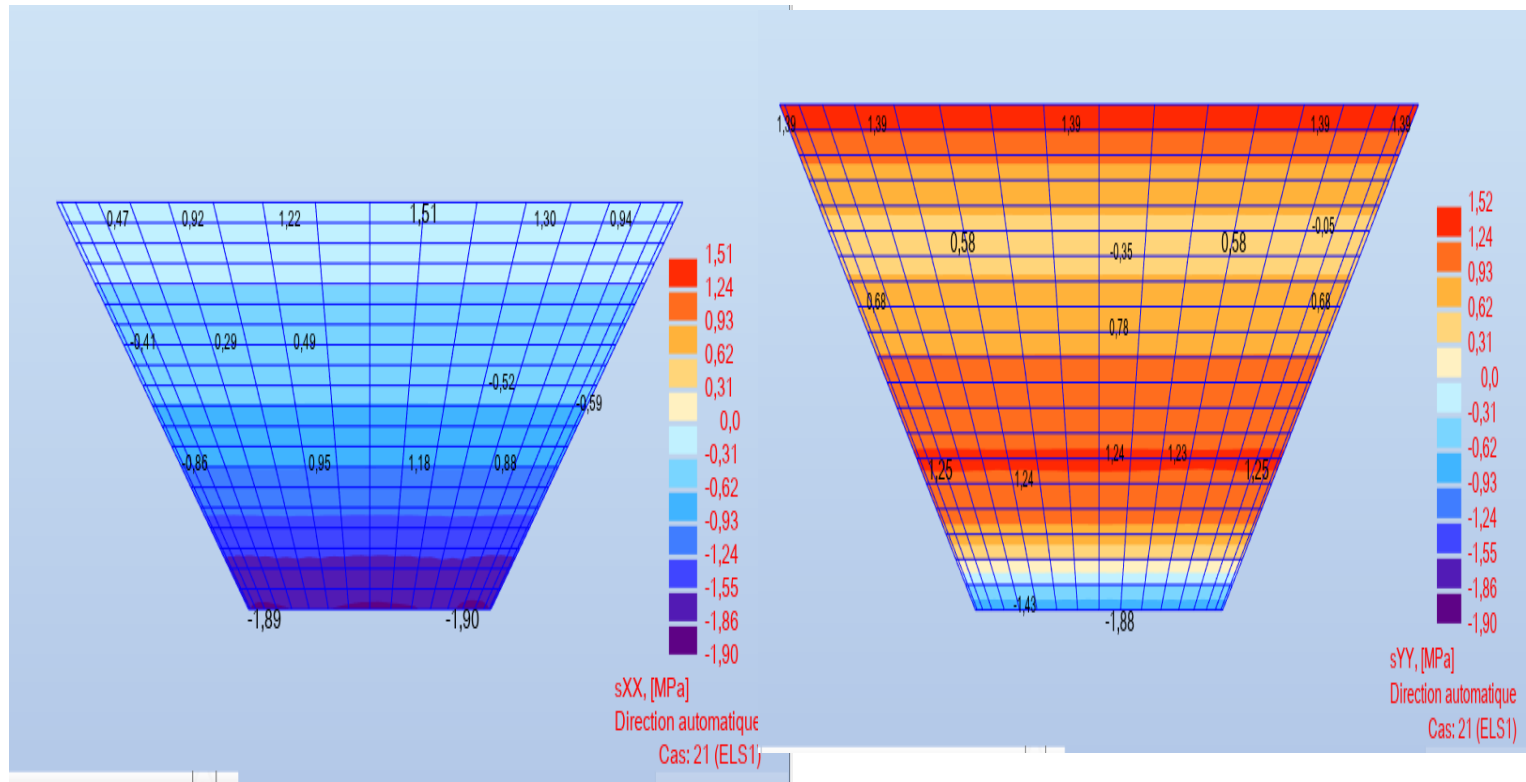


Figure IV-10 : cartographie des contraintes de la cuve tronconique

Les présentations des contraintes de sollicitation à l'ELS de la cuve tronconique sont dans le sens radial pour (XX) et dans le sens des cerces pour (YY), en fonction de la variation des contraintes, nous pouvons distinguer trois zones : en tête, au centre et au pied de la cuve.

Les contraintes sont les suivantes :

Tableau IV-3 : contrainte dans la paroi

	Épaisseur	Contrainte σ_{XX} (MN/m ²)		Contrainte σ_{YY} (MN/m ²)	
		Traction	Compression	Traction	Compression
En tête	0,30	0,47	0	1,39	0
Au centre	0,30	0	-0,52	0,78	0
En pied	0,30	0	-1,90	0	-1,88

Les présentations des efforts normaux à l'ELS de la cuve tronconique sont dans le sens radial pour (XX) et dans le sens des cerces pour (YY), en fonction de la variation des efforts, nous pouvons distinguer trois zones : en tête, au centre et au pied de la cuve.

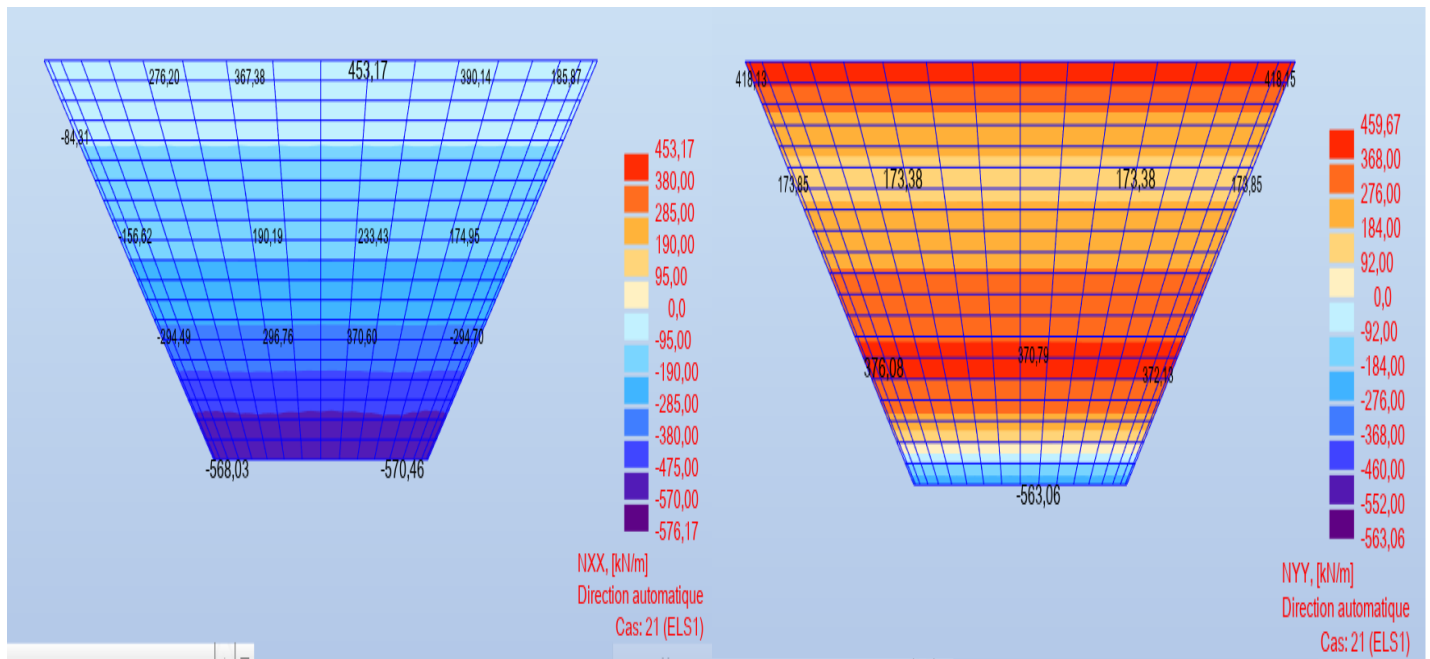


Figure IV-11: cartographie des efforts de la cuve tronconique

Tableau IV-4 : efforts dans la paroi

	Épaisseur	Effort NXX (NK/m)		Effort NYY (KN/m)	
		Traction	Compression	Traction	Compression
En tête	0,30	455,12	0	441,43	0
Au centre	0,30	292,90	0	372,15	0
En pied	0,30	0	-557,36	0	-556,52

➤ La section d'armature dans la cuve

Vérifications des contraintes de compressions

La contrainte admissible de compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{adm} = \min \left\{ \left(\frac{130e}{r^2} \times (f_{c28})^{\frac{1}{3}} \right); \left(\frac{e + 0.55}{3} \right) \times f_{c28} \right\}$$

Tableau IV-5 : vérification des contraintes de compression de la paroi

Niveau		En tête	Au centre	Au pied
Rayon de cône	R	10,6	7,35	4,1
Contrainte adm	σ_{adm}	8,5	8,5	8,5
Contrainte effective	σ_b	0	0,52	1,90
		OK	OK	OK

Vérification des contraintes de traction

La contrainte admissible de traction est donnée par la formule suivante :

$$\overline{\sigma}_{adm} = 1,10\theta f_{t28}$$

Avec : $\theta=1$ cas de traction simple

Tableau IV-6 : vérification des contraintes de traction dans la paroi

$\overline{\sigma}_{adm}$	2,46	2,46	MPa
σ_b	1,39	0,78	MPa
	OK	OK	

Toutes les contraintes admissibles étant supérieure aux contraintes qui se développent dans le tronc de cône alors les contraintes sont donc vérifiées. Nous armerons la cuve dans le sens des méridiens par les armatures avec des section d'acier minimale. Ainsi nous avons :

$$A_{min} = \min\left(0,125e; \frac{ef_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{min} = \min\left(0,125 \times 0,30; \frac{0,30 \times 2,46}{500}\right)$$

$$A_{min} = 14,76\text{cm}^2$$

Acier par face = 7,375cm²

Choix de l'acier

Les efforts de traction sont repris par les cerces, nous allons utiliser l'effort de traction le plus grand dans le sens des cerces T = 441,43 KN/m.

Tableau IV-7 : dimensionnement numérique de la paroi

En tête	Zone de l'effort max						
σ_{max}	1,39						
T_{max}	0,44143						
Diamètre (mm)	8	10	12	14	16	20	25
σ_s (MPa)	176,36	176,36	176,36	173,70	165,60	153,16	142,06
Ast (cm ²)	25,80	25,80	25,80	26,20	27,48	29,71	32,04
Ast/nappe	12,90	12,90	12,90	13,10	13,74	14,85	16,02
Choix	26HA8 (13cm ²)	17HA10 (13,43cm ²)	12HA12 (13,56cm ²)	9HA14 (13,86cm ²)	7HA16 (14,07cm ²)	5HA20 (15,70cm ²)	4HA25 (19,64cm ²)
Espacement st (cm)	2,93	4,61	6,58	8,74	10	15	18
Acier retenu par nappe/ml					7AH16 (14,07cm ²)		

Nous opterons pour 7HA16 espacé de 10 cm

IV.4.4. Coupole de fond

La coupole de fond se comporte de la même façon que la coupole supérieure. La disposition des armatures est les suivantes : sens YY = sens des parallèles (acier de cerces), sens XX = sens des médians (acier radiaux) Enveloppe des contraintes.

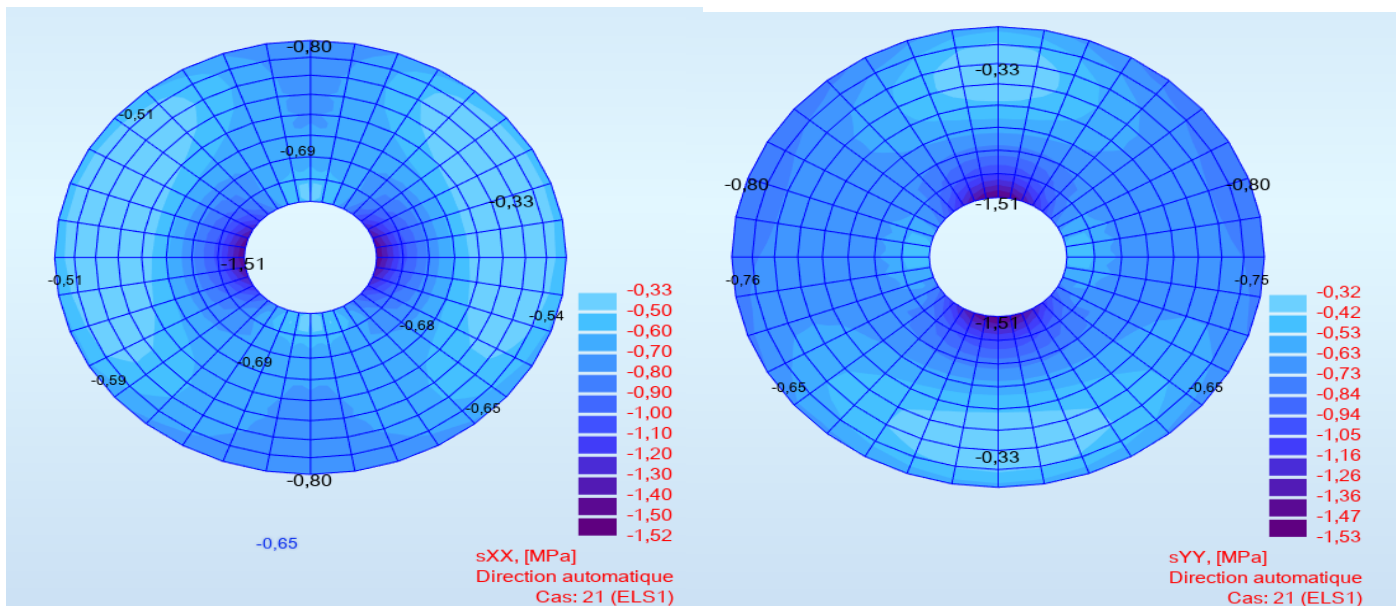


Figure IV-12 : cartographie des contraintes de la coupole du fond

Cette coupole est entièrement sollicitée en compression. Les contraintes obtenues sont les suivantes :

Tableau IV-8 : contrainte dans la coupole de fond

	Epaisseur	Contrainte σ_{YY}		Contrainte σ_{XX}	
		Traction	Compression	Traction	Compression
En pied	0,30	00	-0,80	00	-0,80
En tête	0,30	00	-1,51	00	-1,51

➤ Section d'armature dans la coupole de fond

La contrainte admissible du béton est $\sigma_{adm F74} = 8,50 MPa$

Nous remarquons que la contrainte admissible est largement supérieure aux contraintes qui se développent dans le béton, nous pouvons conclure que le béton seul peut reprendre ces sollicitations. Nous disposons également de la section d'acier minimale prévus pour les fissurations due au retrait.

IV.4.5. Cheminée

➤ Les contraintes de compression

La cheminée travaille en compression donc nous allons armer la cheminée de la manière suivante : sens YY = sens des parallèles (acier cerces), sens XX= sens des méridiens (acier radiaux).

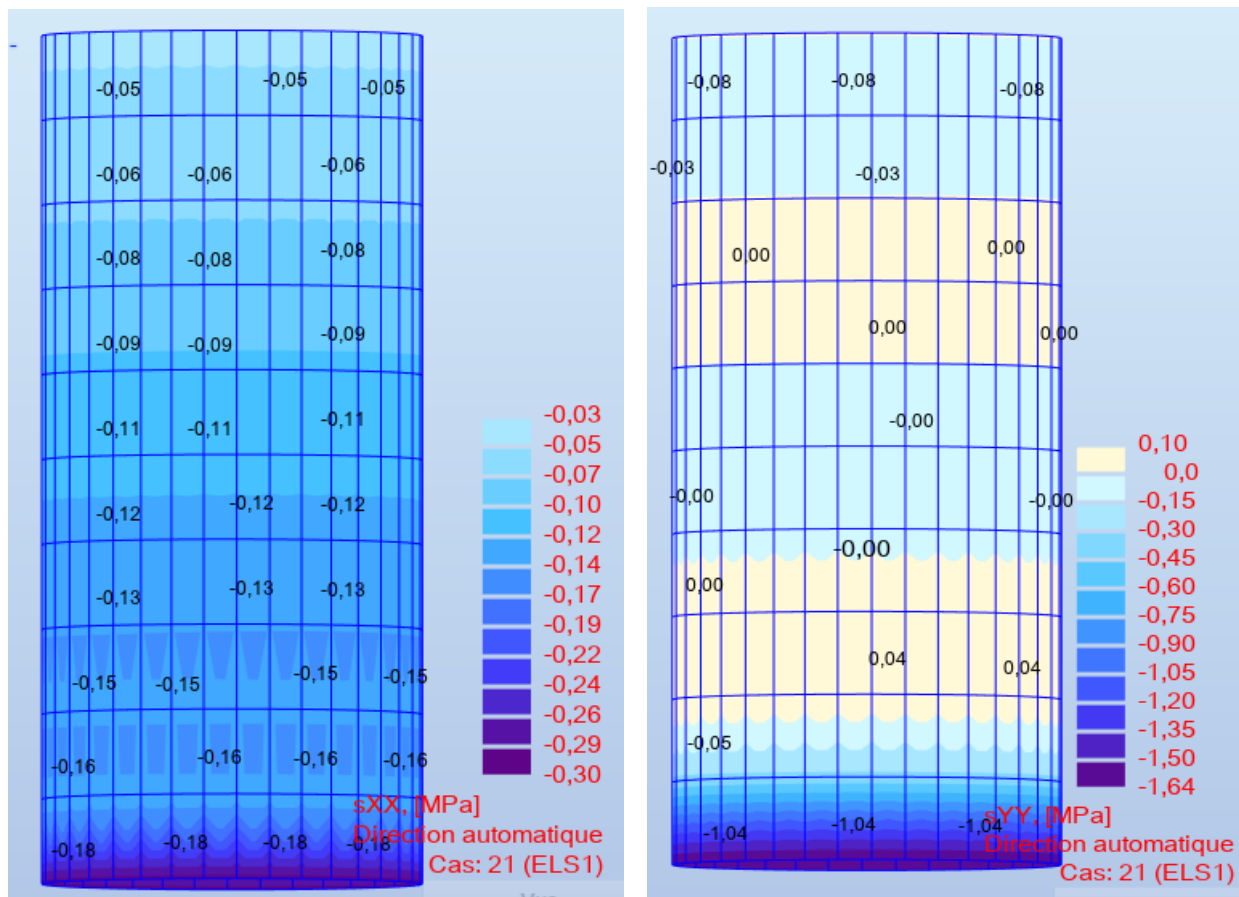


Figure IV-13 : cartographie des contraintes dans la cheminée

Ces contraintes sont plus élevées en pied d'où la présence de gousset. Les contraintes obtenues sont les suivantes :

Tableau IV-9 : contrainte dans la cheminée

	Épaisseur	Contrainte σ_{XX} (MN/m ²)		Contrainte σ_{YY} (MN/m ²)	
		Traction	Compression	Traction	Compression
En tête	0,10	00	-0,03	00	-0,08
Au centre	0,10	00	-0,10	00	00
En pied	0,10	00	-0,30	00	-1,04

Vérification de la contrainte admissible

$$\sigma_{adm} = \min \left\{ \left(\frac{130e}{r} \times (f_{c28})^{\frac{1}{3}} \right); \left(\frac{e + 0.55}{3} \right) \times f_{c28} \right\}$$

La contrainte admissible du béton est $\sigma_{adm F74} = 6,50 \text{ MPa}$

Nous remarquons que la contrainte admissible est largement supérieure aux contraintes qui se développent dans le béton, nous pouvons conclure que le béton seul peut reprendre ces sollicitations.

➤ Section d'armature dans la cheminée

La contrainte de compression vérifiée nous allons armée la cheminée avec la section d'acier minimale qui sera prise égale 0,30% de la section

$$A_s = 0,30\%B$$

$$A_s = 0,30\% \times 0,1 = 3 \text{ cm}^2$$

Nous opterons pour 6HA8 (3,02 cm²) espacé de 10 cm

IV.4.6. Ceinture d'appuis

➤ Efforts normaux dans la ceinture d'appuis

La ceinture d'appuis est en contact avec l'eau, donc elle sera dimensionnée en fissuration très préjudiciable. Elle reprend les sollicitations normales qui peuvent être en compressions ou en tractions.

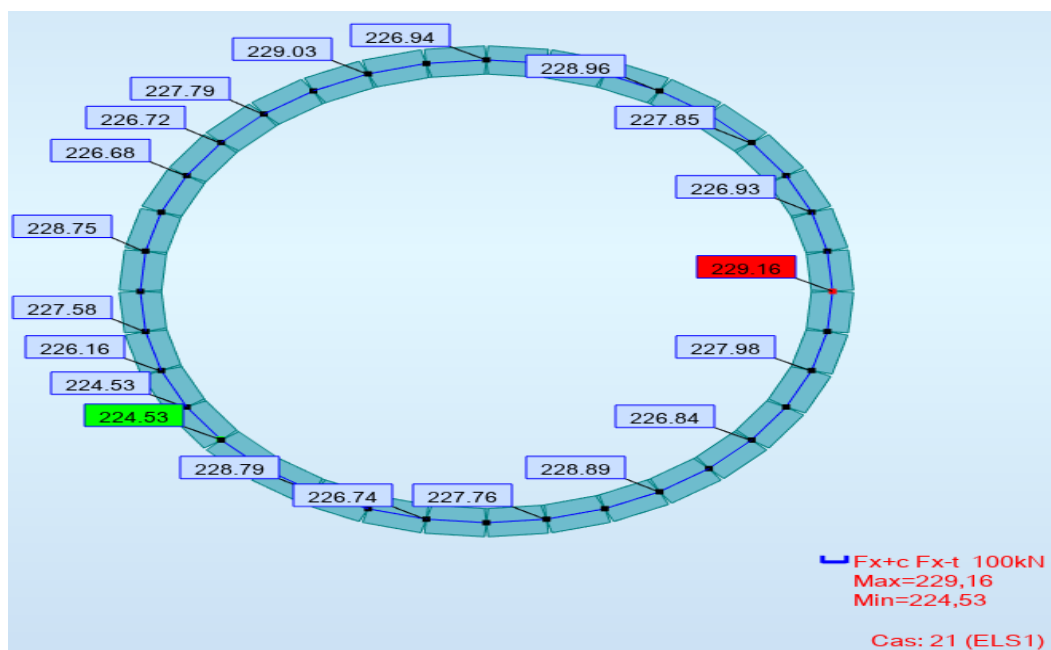


Figure IV-14: effort de traction dans la ceinture inférieure

La figure ci-dessus présente l'efforts normaux de compression qui se développe dans la ceinture d'appui. L'effort dimensionnant est $T = 229,16 \text{ kN}$

Tableau IV-10 : dimensionnement numérique de la ceinture inférieure

T_{max}	2,2916						
Diamètre (mm)	8	10	12	14	16	20	25
σ_s (MPa)	176,36	176,36	176,36	173,70	165,60	153,16	142,06
Ast (cm ²)	129,9	129,9	129,9	131,9	138,3	149,6	161,2
Choix	260HA8 (130cm ²)	170HA10 (134,30cm ²)	120HA12 (135,60cm ²)	90HA14 (138,60cm ²)	70HA16 (140,70cm ²)	50HA20 (157,00cm ²)	40HA25 (196,4cm ²)
Acier retenu							33AH125 (162,03cm ²)

Nous adapterons 4HA25 pour armée la ceinture principale

IV.5. Tour support

- Enveloppe des contraintes de compression et de traction

La tour travail en compression donc nous allons armée la tour de la manière suivante : sens YY = sens des parallèles (acier cerces), sens XX= sens des méridiens (acier radiaux).

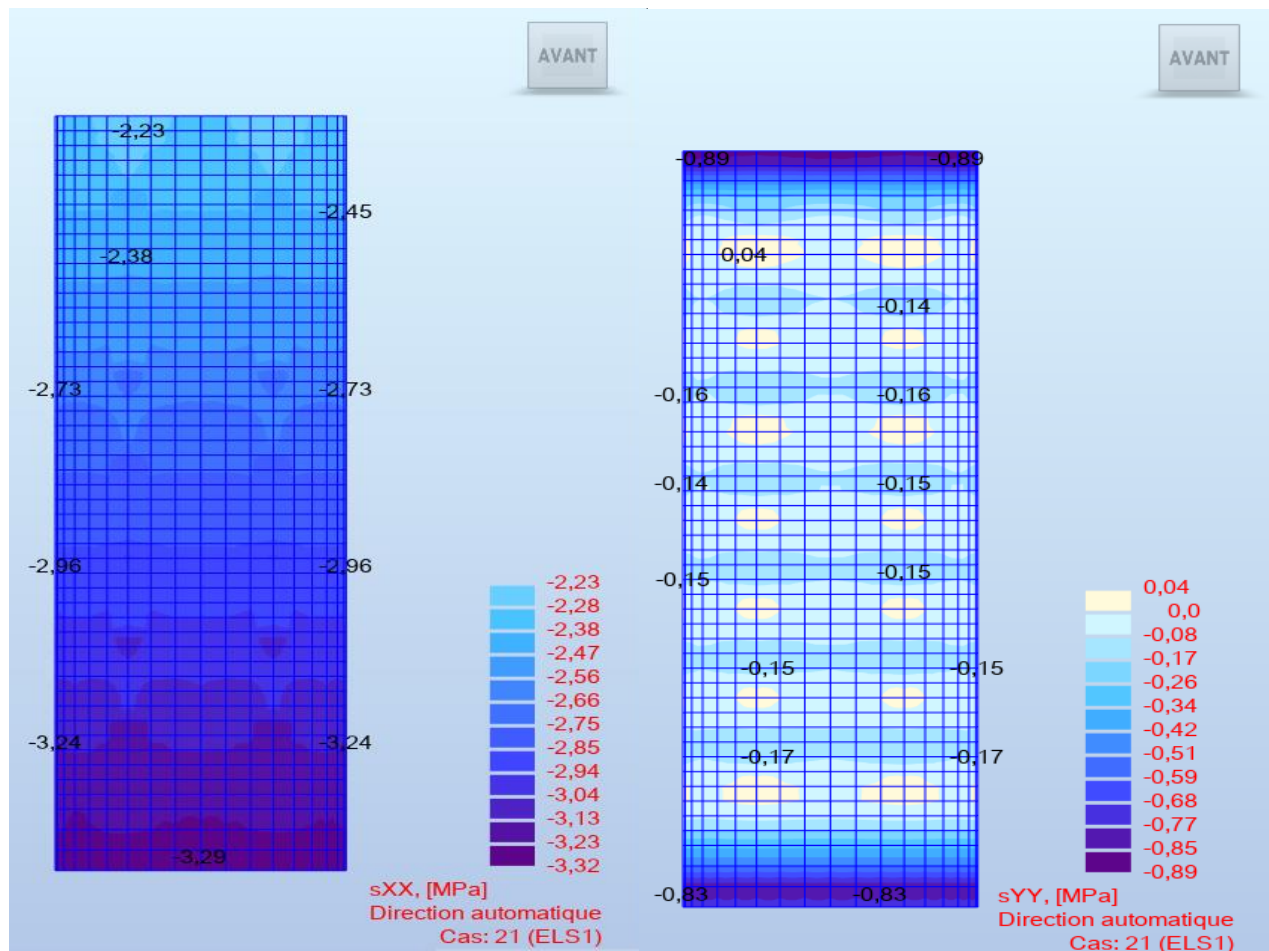


Figure IV-15:cartographie des contrainte dans la tour

La figure ci-dessus présente la repartitions des contraintes sollicitant la tour à l'ELU suivant les directions YY (sens des cerces) et XX (sens radial). Ces contraintes sont plus élevées en pied. Les contraintes obtenues sont les suivantes :

Tableau IV-11 : contrainte dans la tour

	Épaisseur	Contrainte σ_{XX} (MN/m ²)		Contrainte σ_{YY} (MN/m ²)	
		Traction	Compression	Traction	Compression
En tête	0,30	00	-2,23	00	-0,89
Au centre	0,30	00	-2,75	00	-0,15
En pied	0,30	00	-3,29	00	-0,83

Vérification de la contrainte admissible

$$\sigma_{adm} = \min \left\{ \left(\frac{130e}{r^2} \times (f_{c28})^{\frac{1}{3}} \right); \left(\frac{e + 0.55}{3} \right) \times f_{c28} \right\}$$

La contrainte admissible du béton est $\sigma_{adm F74} = 7,08 \text{ MPa}$

Nous remarquons que la contrainte admissible est largement supérieure aux contraintes qui se développent dans le béton, nous pouvons conclure que le béton seul peut reprendre ces sollicitations. Nous disposons également de la section d'acier minimale prévus pour les fissurations due au retrait.

IV.6. Radier

IV.6.1. Vérification du poinçonnement

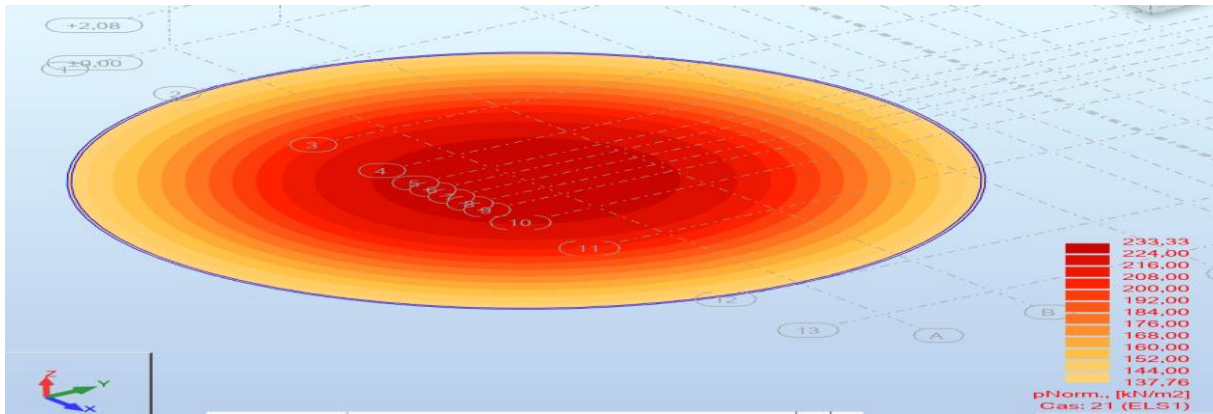


Figure IV-16: réaction du sol

La figure ci-dessus présente la réaction du sol sous l'effet des sollicitations. Nous remarquons que la réaction du sol maximal est de 0,233 MPa ce qui est inférieure à la contrainte admissible fournie par le rapport d'étude géotechnique qui est de 0,5 MPa. L'ouvrage est donc stable au poinçonnement.

IV.6.2. Section d'acier dans le radier

Le radier étant exposé à un environnement agressif sera dimensionné en fissuration très préjudiciable.

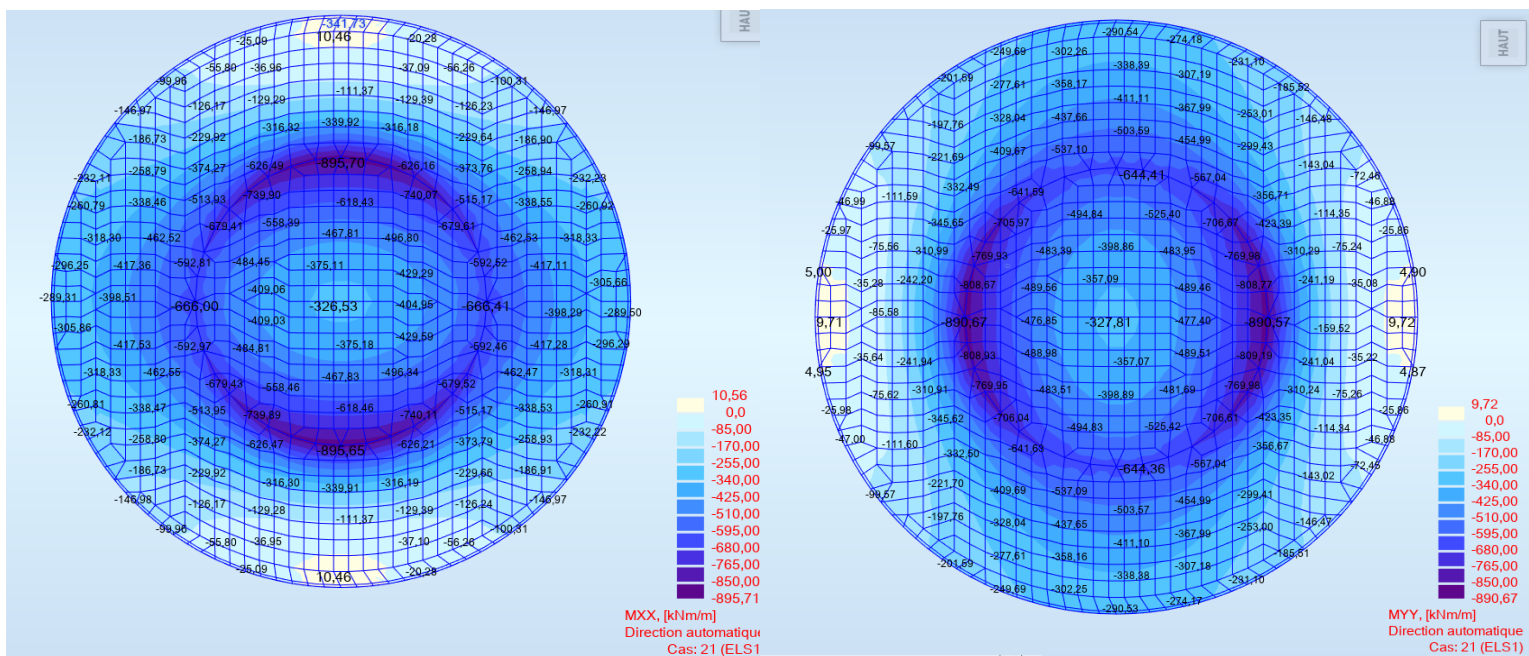


Figure IV-17: moment dans le radier

Les figure ci-dessus présentent la repartitions des moments à l'intérieur du radier. Les moments maximaux se trouvent au centre et sous les appuis de la tour, cette repartitions se présente de la manière suivante :

Tableau IV-12 : moments numériques du radier

	Mxx	Myy
Map	890 ,67	895,71
Mt	9,72	10,56

➤ **Calcul de la section d'acier à l'état limite de service**

La section d'acier comprimée sera égale à :

$$F = \frac{M}{Z}$$
$$F = \frac{10,56}{0,58} = 18,21 \text{ KN}$$
$$A_{st} = \frac{F}{Ra}$$
$$A_{st} = \frac{0,01821}{144} = 1,26 \text{ cm}^2/m$$

Choix des aciers

1HA14 (1,54 cm²)

La section d'acier tendus sera égale à :

$$A_{Sa} = A_{st} \times \frac{M_a}{M_t}$$
$$A_{Sa} = 1,26 \times \frac{895,71}{10,56} = 106,87 \text{ cm}^2/m$$

Choix des aciers

9HA40 (113,09cm²)

Détail des calculs (voir Erreur ! Source du renvoi introuvable.)

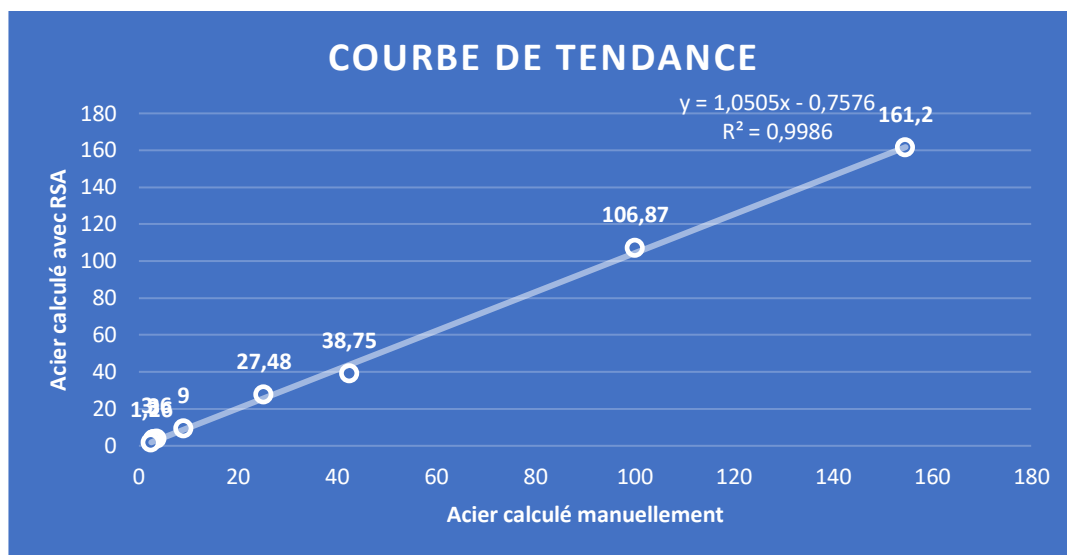
IV.7. Analyse des 2 méthodes de dimensionnement

Tableau IV-13: table récapitulative des sections d'acier

Eléments	Section d'acier principaux (dimensionnement manuel)	Section d'acier principaux (dimensionnement au logiciel)
Coupole supérieure	4HA12 (4,57 cm²) /ml espacé de 20 cm	4HA12 (4,57 cm²) /ml espacé de 20 cm
Ceinture supérieure	10 HA25 (49,01 cm²)	8HA25 (39,27 cm²)
Paroi tronconique	7HA16 (14,08 cm²) /ml espaces de 10 cm	7HA16 (14,08 cm²) /ml espaces de 10 cm
Ceinture inférieure	32HA25	33 HA25
Cheminée	6HA8 (3,02 cm²) /ml de 10 cm	6HA8 (3,02 cm²) /ml de 10 cm
Coupole inférieure	6HA16 (9,24cm²) /ml espacé de 15 cm	6HA16 (9,24cm²) /ml espacé de 15 cm
Tour	HA10 espacé de 33 cm	HA10 espacé de 33 cm
Radier	2HA14 (3,08 cm²) /ml en nappe supérieure 8HA40 (100,53 cm²) /ml en nappe inférieure	1HA14 (1,54 cm²) /ml en nappe supérieure 9HA40 (113,09 cm²) /ml en nappe inférieure

Tableau IV-14: analyse des sections théorique des deux modèles

Désignations	Section théorique d'acier principaux (dimensionnement manuel)	Section théorique d'acier principaux (dimensionnement au logiciel)
Coupole supérieure (cm2)	3,6	3,6
Ceinture supérieure	42,49	38,75
Paroi tronconique	25,27	27,48
Ceinture inférieure	154,65	161,20
Cheminée	3	3
Coupole inférieure	9	9
Tour	3	3
Radier nappe supérieure	2,50	1,26
Radier nappe inférieure	100,11	106,87



Le dimensionnement par la méthode des éléments finis détermine avec une grande précision les sollicitations et efforts à l'intérieure de la structure, cette précision est d'autant plus précise si les distance entre les maillages sont petite, nous constatons que le dimensionnement manuel permet de mieux optimiser les sections d'acier.

Chapitre V. Estimation du coût

V.1. Estimation du coût du projet

L'étude des prix constitue une étape essentielle dans la réalisation d'un projet. Elle permet d'évaluer de manier prévisionnelle le coût global de l'ouvrage, d'analyser la faisabilité économique du projet et de fournir une base pour la prise de décision par le maitre d'ouvrage. Cette étape vise également à garantir une optimisation des ressources financières tout en assurant la conformité technique et la durabilité de l'ouvrage. Elle se repose sur la décomposition détaillée des travaux, chaque poste est analysé afin de déterminer les quantités et les prix unitaires. Le calcul des prix est effectué suivant la méthode des déboursé secs, à laquelle sont ajoutée les charges et les marges. (Voir Annexe 15)

Conclusion générale

Le présent mémoire avait pour objectif principale la conception architecturale et l'étude technique d'eau en béton armé de capacité de 730 m³, destiné à renforcer l'alimentation en eau potable de la commune d'Aguidi, dans le département de plateau en république du Benin. Face à la croissance démographique et l'augmentation des besoins en eau, la réalisation d'un tel ouvrage s'impose comme une solution durable pour garantir un accès équitable et continue à l'eau potable.

L'étude à débiter par l'évaluation des besoins en eau futur de la population, ce qui à permis de justifier le choix de la capacité du réservoir. Par la suite un dimensionnement manuel détaillé des différents éléments structuraux du château d'eau a été réalisé conformément aux normes et règlements en vigueur, notamment le BAEL 91 modifié 99, le fascicule 74, la Norme NV65 et le DTU 13.12. Cette démarche a permis de déterminer les sections d'armatures nécessaires et de vérifier la résistance et la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des sollicitations externes et internes.

Afin de consolider et comparer les résultats obtenus, une modélisation numérique par la méthode des élément finis a été effectuée à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis Professional. L'analyse des résultats issus des deux méthodes a montré une bonne cohérence, confirmant la fiabilité du dimensionnement manuel et la pertinence des hypothèses retenues. Les vérifications de stabilité au renversement et glissement ont également démontré que l'ouvrage présente des marges de sécurité satisfaisantes.

En fin une estimation du cout global du projet a été réalisée, permettant d'apprécier la fiabilité économique de l'ouvrage. Le cout total de réalisation, évalué à environ 826.439.636FCFA.

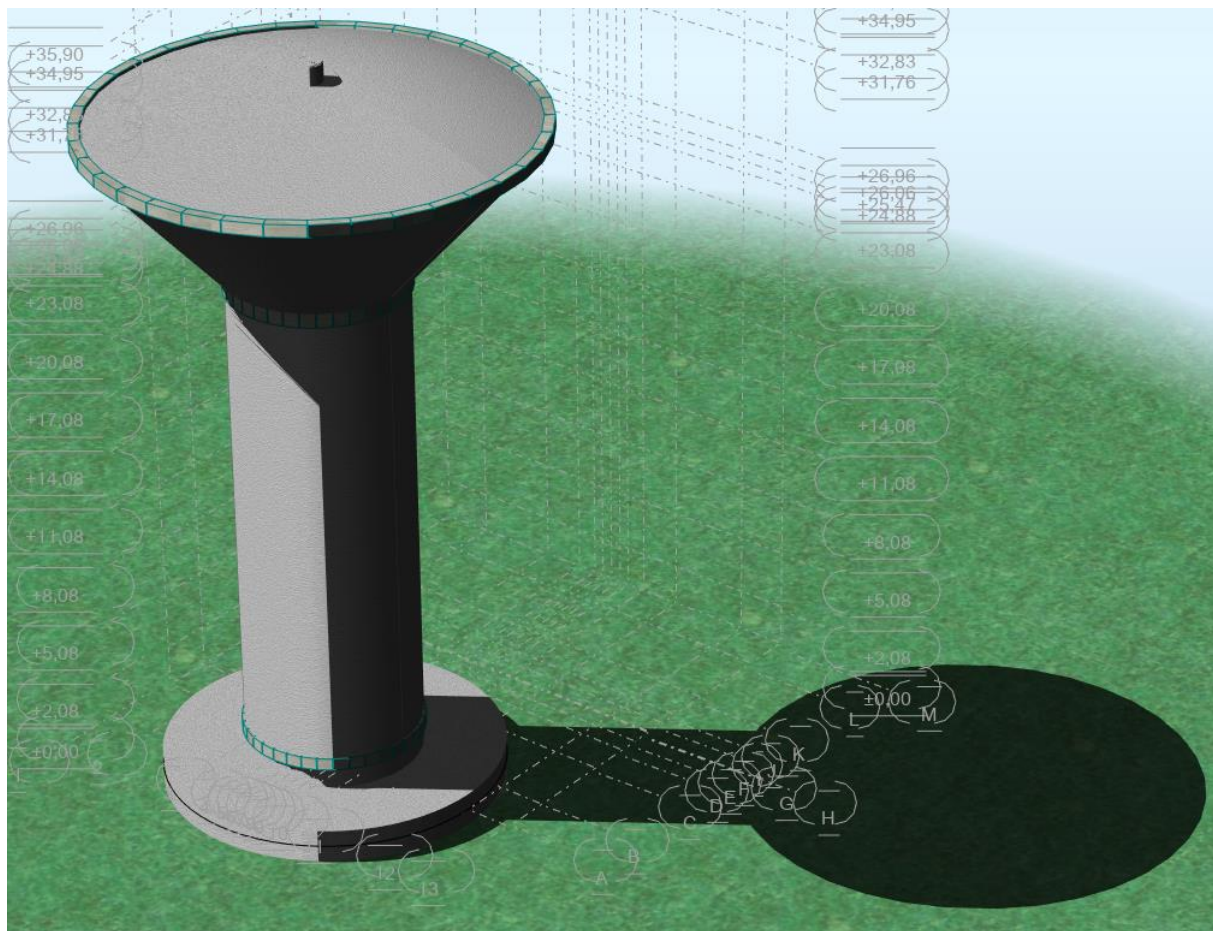
Bibliographie

- [1] « s.d. (2013). Cahier des villages et quartiers de ville du plateaux (RGPH-4,2013). Benin ».
- [2] « DAO. (2025), 11 SAEPMV Partie 2 BAL. Benin ».
- [3] « anaep, mr (2019). Directives nationales en matière de conception et de dimensionnement des systèmes d'AEP en milieu rural. Benin ».
- [4] « ZOUNGRANA, D. (2003). Cours d'approvisionnement en eau potable. Ouagadougou ».
- [5] « ASI-BF. (2025). Rapport de géotechnique de - mission G3 château d'eau de Tower 750 m³/21m. Benin »
- [6] « 74, F. (1998). FASCICULE 74: construction des réservoirs en béton cahier des clauses technique général »
- [7] « THONIER, H. (1995). TOME 5 : conception et calcul des structures bâtiment. Paris Ile de France ».
- [8] « DENOUEWE, D. D. (2025) Dimensionnement de réservoir en béton armé. Ouagadougou ».
- [9] « THONIER, H. (1995). TOME 3 : conception et calcul de structure de bâtiment. Paris Ile de France ».
- [10] « THONIER, H. (1995). TOME 3 : traité des bétons armés, les fondations. Paris Ile de France ».
- [11] « NV, R. (2009). Réglé NV 65 règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes ».

Annexes

Annexe 1 : évaluation de la pression dynamique	II
Annexe 2 : pré dimensionnement de la cuve	X
Annexe 3 : calcul de la coupole supérieure	XII
Annexe 4 : calculs de la ceinture supérieure.....	XIV
Annexe 5 : plan de ferrailage de la ceinture supérieure	XV
Annexe 6 : calculs des efforts dans la paroi.....	XVI
Annexe 7 : plan de ferrailage tronc de cône	XVIII
Annexe 8 : calcul des efforts dans la ceinture d'appui.....	XIX
Annexe 9 : plan de ferrailage de la ceinture et de la coupole inférieure	XXI
Annexe 10 : calcul de la coupole inférieure.....	XXII
Annexe 11 : calcul du fut.....	XXIV
Annexe 12 : calcul du radier	XXVII
Annexe 13 : calcul numérique du radier.....	Erreur ! Signet non défini.
Annexe 14 : choix des aciers.....	XXXIII
Annexe 15 : Avantages et inconvénients des réservoirs en fonction des types de matériau	XXXIV
Annexe 16 : devis estimatif.....	XXXV

Annexe 1 : évaluation de la pression dynamique



Calcul de la pression dynamique corrigée

$$q_c = q_{10} \times K_h \times K_s \times K_m \times \delta \times \beta$$

La pression dynamique de base

Région	Pression normale (daN/m ²)	Pression extrême (daN/m ²)
Zone 1	50	87,5
Zone 2	60	105
Zone 3	75	131
Zone 4	90	157,5
Zone 5	120	210

$$q_{10} = 135 \text{ daN/m}^2$$

Effet de la hauteur K_h :

$$K_h = \left(2,5 \times \frac{H + 18}{H + 60} \right)$$

	Tour	Ceinture	Paroi	Ceinture	Coupole	Lanterneaux
H	22,8	23,98	30,48	31,08	33,26	34,16
K _h normale	1,23	1,25	1,34	1,35	1,37	1,38

Effet du site K_s

	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5
Site protégé	0,80	0,80	0,80	0,80	*
Site normal	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Site exposé	1,35	1,30	1,25	1,20	1,20

Effet de masque

En général, on prend K_m = 1 (pas d'obstacle)

Effet de dimension δ

	Tour	Ceinture	Paroi	Ceinture	Coupole	Lanterneaux
H	22,8	23,98	30,48	31,08	33,26	34,16
Max (h ; b)	22,8	8,70	8,5	21,70	21,2	1,20
δ	0,77	0,84	0,87	0,78	0,79	0,98

Coefficient de majoration dynamique

$$\beta_{nor} = \theta(1 + \xi \cdot \tau)$$

$$\beta_{ext} = \beta_{nor} \left(0,5 + \frac{\theta}{2} \right) \text{ avec } \beta_{nor} \geq 1$$

Coefficient global θ

Θ = 1 : pour les constructions prismatiques à base polygonale régulière ou circulaire à l'exception des constructions à usage d'habitation ou de bureau et pour les constructions ajourées à treillis

Coefficient de pulsation τ

	Tour	Ceinture	Paroi	Ceinture	Coupole	Lanterneaux
H	22,8	23,98	30,48	31,08	33,26	34,16
τ	0,343	0,34	0,33	0,328	0,325	0,323
ξ	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
β _{nor}	1,17	1,17	1,17	1,16	1,16	1,16
β _{ext}	1,17	1,17	1,17	1,16	1,16	1,16

Coefficient de réponse ξ

La période T du mode fondamental d'oscillation

Pour un massif centré au sommet de la tour

$$T = 2\pi \times \sqrt{\frac{p \times H^3}{3 \times g \times E \times I}}$$

P= poids de la masse concentrée

H= hauteur du support

I= moment d'inertie de la section de support

E= module d'élasticité du matériau constituant le support

G= accélération de la pesanteur

D'après le BAEL le module de déformation instantané = $11000^3 \sqrt{f_{cj}}$

L'accélération de la pesanteur = 9,81 m/s²

Le moment quadratique de la section $\frac{\pi(D^4-d^4)}{64}$

Nous allons majorer le poids de la masse qui représente la masse équivalente qui tient compte non seulement de la masse principale au sommet (la cuve) et de l'effet de la masse du support

$$P' = P + \frac{33}{140} \times P_1 \times h$$

Avec $p_1 = \frac{\pi \times (D^2 - d^2)}{4} \times \gamma_b$

$$P' = 23,85989 + \frac{33}{140} \times 0,19321 \times 22,8 = 24,898 \text{ MN}$$

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{24,898 \times 34,16^3}{3 \times 9,81 \times 34179,56 \times 65,04}} = 0,77 \text{ s}$$

La valeur du coefficient de réponse correspondant est = 0,5

La valeur du coefficient de réponse pour les charges extrêmes

$$\beta_{ext} = \beta_{nor}$$

Calcul de la trainée linéique

$$F = c_t \times q_c \times l \times h$$

Avec :

$$c_t = \gamma \times c_0$$

La valeur de γ est fonction de l'élancement et de la catégorie du réservoir

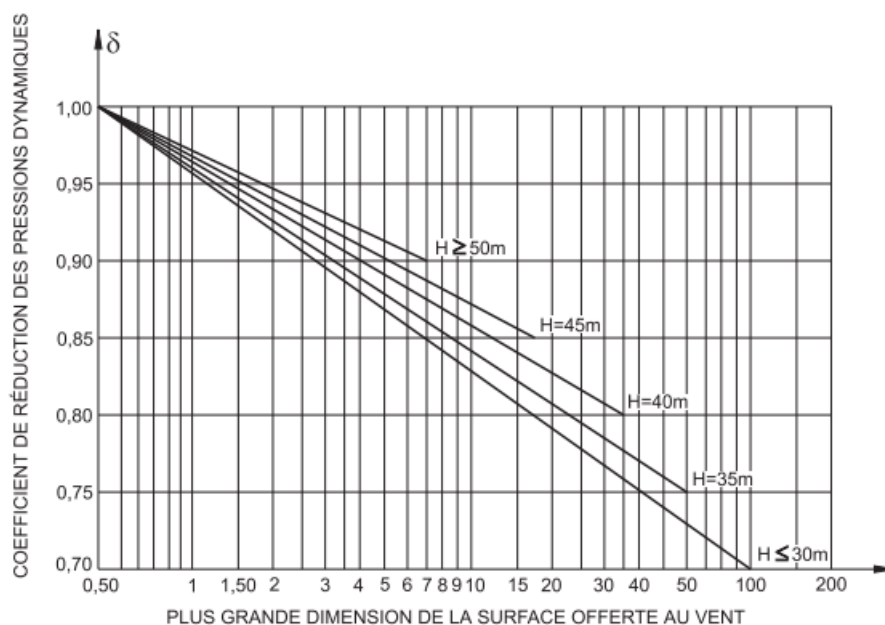
*Étude technique d'un château d'eau en béton armé de 730 m³ du projet
d'alimentation en eau potable à Aguidi au Bénin*

	Tour	Ceinture	Paroi	Ceinture sup	Coupole	Lanterneau
H	22,80	8,70	42,25	21,70	2,18	0,9
D	8,50	1,18	363,05	0,60	21,5	1,20
λ	2,68	7,37	0,12	36,16	0,10	0,75
γ	0,94	1,015	0,90	0,93	0,90	0,90
c_0	0,75					
c_t	0,705	0,76	0,67	0,70	0,67	0,67

	q_{10} Normal	q_{10} Extrême	K_h	K_s	K_m	δ	β Normal	β Extrême	q_c (daN /m ²) Normal	q_c (daN /m ²) Extrême
Tour	75	131	1,23	1,25	1	0,77	1,17	1,17	103,89	181,45
Ceinture	75	131	1,25	1,25	1	0,84	1,17	1,17	115,17	201,17
Paroi	75	131	1,34	1,25	1	0,87	1,17	1,17	127,87	223,35
Ceinture	75	131	1,35	1,25	1	0,78	1,16	1,16	114,51	200,02
Coupole	75	131	1,37	1,25	1	0,79	1,16	1,16	117,70	205,58
Lanterneaux	75	131	1,38	1,25	1	0,98	1,16	1,16	147,07	256,89

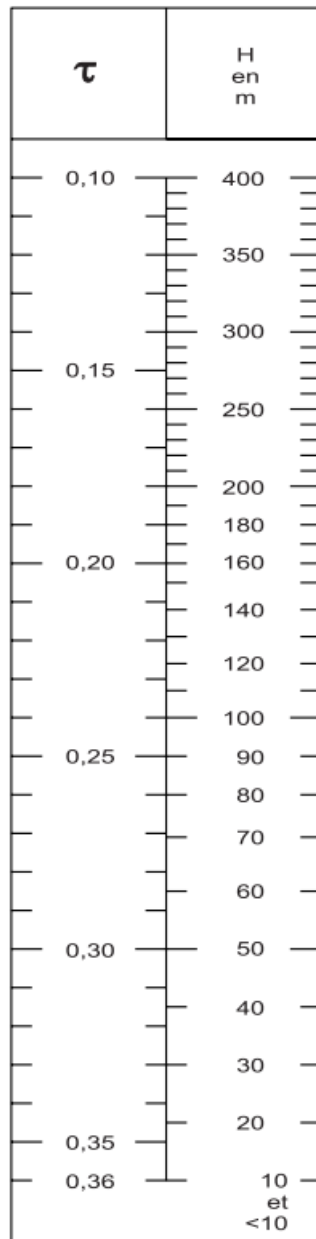
	Pression dynamique de base normale	Pression dynamique de base extrême
Zone 1	50 daN/m ²	87,5 daN/m ²
Zone 2	60 daN/m ²	105,0 daN/m ²
Zone 3	75 daN/m ²	131,0 daN/m ²
Zone 4	90 daN/m ²	157,5 daN/m ²
Zone 5	120 daN/m ²	210,0 daN/m ²

	Valeurs normales		Valeurs extrêmes	
	m/s	km/h	m/s	km/h
Zone 1	28,6	103,0	37,8	136,1
Zone 2	31,3	112,7	41,4	149,1
Zone 3	35,0	126,0	46,3	166,6
Zone 4	38,3	137,9	50,7	182,5
Zone 5	44,2	159,2	58,5	210,6

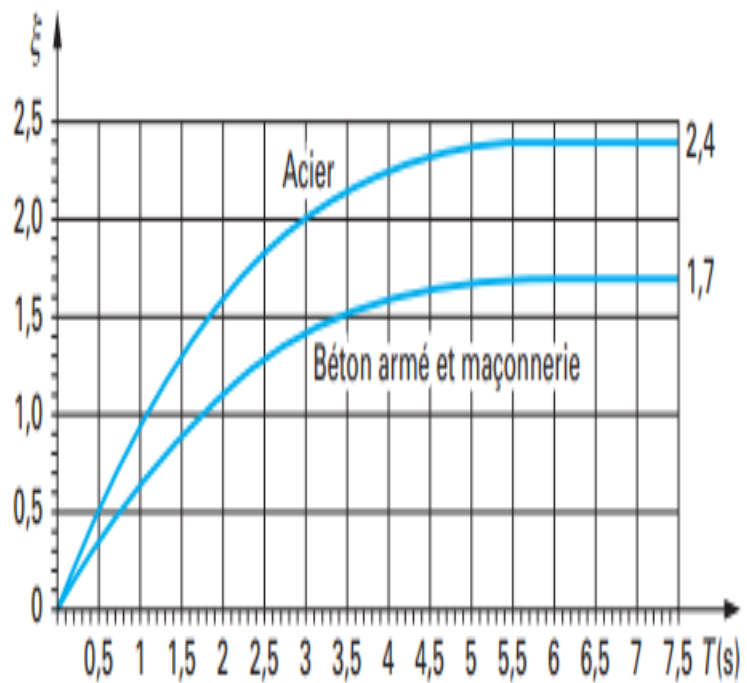


	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5
Site protégé	0,80	0,80	0,80	0,80	(*)
Site normal	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Site exposé	1,35	1,30	1,25	1,20	1,20

*. La notion de site protégé n'est pas prise en compte dans cette zone.



Coefficient de pulsation τ



3,1 Caractéristiques

Commentaire

En pratique cet article concerne principalement les cheminées, les réfrigérants, les tours à usage industriel ou à usage d'habitation, les réservoirs horizontaux ou verticaux sur tour ou sur pylône.

Ces constructions ont pour base un polygone régulier ou un cercle.

Elles comprennent les catégories suivantes :

- Catégorie I : Prismes de trois ou quatre côtés.
- Catégorie II : Prismes de plus de quatre côtés et de dix côtés au plus avec ou sans nervures arrondies.
- Catégorie III : Prismes de plus de dix côtés et de vingt côtés au plus, avec ou sans nervures arrondies.
- Catégorie IV : Cylindres à base circulaire avec nervures minces ou épaisses à arêtes vives.

© CSTB

Tableau 11 – Constructions à base polygonale régulière ou circulaire. Coefficient c_{t0}

Catégorie	Types de construction	Coefficients c_{t0}
I	Prismes de trois ou quatre côtés	1,30
II	Prismes de plus de quatre côtés et de dix côtés au plus avec ou sans nervures arrondies	
	— cinq côtés	1,05
	— six côtés	0,95
	— huit côtés	0,85
	— dix côtés	0,80
III	Prismes de plus de dix côtés et de vingt côtés au plus, avec ou sans nervures arrondies (1) (n étant le nombre de côtés).	
	• $d \geq 0,28$	$1,05 - 0,025 n$
	• $d < 0,28$ { $d\sqrt{q} \geq 1,5$	$1,05 - 0,025 n$
	{ $0,5 < d\sqrt{q} < 1,5$	$0,80 - 0,02 d\sqrt{q} - 0,25(n - 10)$
	{ $d\sqrt{q} \leq 0,5$	$0,85 - 0,005 n$
IV	Cylindres à base circulaire avec nervures minces ou épaisses à arêtes vives (saillies comprises entre 0,01 d et 0,10 d)	0,75
V	Prismes à vingt côtés et plus, avec ou sans nervures arrondies. Cylindres rugueux à base circulaire sans nervure (1).	
	• $d \geq 0,28$	0,55
	• $d < 0,28$ { $d\sqrt{q} \geq 1,5$	0,55
	{ $0,5 < d\sqrt{q} < 1,5$	$0,85 - 0,20 d\sqrt{q}$
	{ $d\sqrt{q} \leq 0,5$	0,75
VI	Cylindres lisses à base circulaire sans nervure et possédant un poli spéculaire et durable (1).	
	• $d \geq 0,28$	0,45
	• $d < 0,28$ { $d\sqrt{q} \geq 1,5$	0,45
	{ $0,5 < d\sqrt{q} < 1,5$	$0,90 - 0,30 d\sqrt{q}$
	{ $d\sqrt{q} \leq 0,5$	0,75

(1) Dans les inégalités, d est exprimé en mètres et q en décanewtons par mètre carré (daN/m²).

Annexe 2 : pré dimensionnement de la cuve

Pré dimensionnement du volume de la cuve

- **Volume total de la cuve**

On prend $D_h = 19,5 \text{ m}$ avec $r_1 = 9,75 - 0,30 - 0,04 - 0,15 - 0,04 = 9,22$

$$r_2 = r_1 - \frac{h_2}{\text{tg}(\alpha)}$$

$$r_2 = 9,22 - \frac{5,5}{\text{tg}(45)} = 3,72 \text{ m}$$

$$V_1 = \frac{\pi}{3} \times (r_1^2 + r_1 r_2 + r_2^2) \times h_2$$

$$V_1 = \frac{\pi}{3} \times (9,22^2 + 9,22 \times 3,72 + 3,72^2) \times 5,5 = 766,86 \text{ m}^3$$

$$V_1 = 766,86 \text{ m}^3$$

Ce volume est supérieur au volume à stoker 766,86

- **Calcul du volume de la coupole inférieure dans la cheminée**

$$V_4 = \pi h^2 \left(R - \frac{h}{3} \right)$$

$$\text{Avec } h = R - R' = R - \sqrt{R^2 - d^2}$$

$$h = 9,31 - \sqrt{9,31^2 - 0,85^2} = 0,039$$

$$\pi 0,039^2 \left(9,31 - \frac{0,039}{3} \right) = 0,04 \text{ m}^3$$

$$V_4 = 0,04 \text{ m}^3$$

- **Le volume de la cheminée (V2) :**

Le diamètre intérieur de la cheminée est pris égal à 1,7 m. Cela équivaut à la taille d'un individu dans la cheminée. Ce qui nous donne un rayon $r_3 = 0,85 \text{ m}$.

Sa hauteur est : $H = h_2 \Rightarrow H = 5,5 \text{ m}$.

Son volume est donc :

$$V_2 = \pi \times r_3^2 \times H$$

$$\pi \times 0,85^2 \times 5,5 = 14,38$$

$$V_2 = 12,48 \text{ m}^3$$

- **Calcul du volume de la coupole inférieure**

$$V_3 = \pi h^2 \left(R - \frac{h}{3} \right)$$

Avec ;

$$R = \frac{a^2 + h^2}{2 \times h} = \frac{3,95^2 + 0,88^2}{2 \times 0,88} = 9,31$$

$$\pi 0,88^2 \left(9,31 - \frac{0,88}{3} \right) = 21,93 \text{ m}^3$$

$$V_3 = 21,93 \text{ m}^3$$

- Pour déterminer le diamètre de la coupole en tenant compte d'une revanche de 1 m

$$r_1 = r_2 + \frac{h_2}{tg(\alpha)}$$

$$r_1 = 3,72 + \frac{6,5}{tg(45)} = 10,22m$$

Le diamètre de la coupole est égal à $(2(r_1+0.15+0.04+0.04+0.15))=21,2$

Annexe 3 : calcul de la coupole supérieure

Calcul de la coupole supérieure

➤ ELS

$$p = G + Q$$

$$p = 4,00 + 1,00 = 5 \text{ KN/m}^2$$

- La charge sur la coupole

$$P_1 = P \times S = 5 \times 367,11 = 1835,55 \text{ KN}$$

- Charge verticale P1 par mètre linéaire de ceinture :

$$P_1 = P \times \frac{r_1^2 + f_1^2}{2 \times r_1} = 5 \times \frac{10,6^2 + 2,12^2}{2 \times 10,6} = 27,56 \text{ KN/ml}$$

- La charge horizontale Q1 par mètre linéaire de ceinture :

$$Q_1 = P_1 \times \frac{r_1^2 - f_1^2}{2 \times f_1 \times r_1} = 27,56 \times \frac{10,6^2 - 2,12^2}{2 \times 2,12 \times 10,6} = 66,14 \text{ KN/ml}$$

- L'effort normal résultant :

$$N = \sqrt{P_1^2 + Q_1^2} = \sqrt{27,56^2 + 66,14^2} = 71,65 \text{ KN/ml}$$

- Vérification de l'épaisseur :

$$\sigma_b = \frac{N}{e_c \times 100} = \frac{71,65}{0,12 \times 1000} = 0,59 \text{ MPa}$$

- Contrainte admissible dans le béton (fascicule 74)

$$\sigma_{adm \text{ F74}} = \min \left[\frac{100 \times e_c}{R} \times f_{c28}^{1/3}; \frac{e_c + 0,55}{3} \times f_{c28} \right]$$

$$\sigma_{adm \text{ F74}} = \min \left[\frac{100 \times 0,12}{27,56} \times 30^{1/3}; \frac{0,12 + 0,55}{3} \times 30 \right]$$

$$\sigma_{adm \text{ F74}} = \min[1,35 \text{ MPa} ; 6,7 \text{ MPa}]$$

$$\sigma_{adm \text{ F74}} = 1,35 \text{ MPa}$$

$$0,59 \text{ MPa} < 1,35 \text{ MPa}$$

- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{P_1}{e_c \times 100} = \frac{27,56}{0,12 \times 1000} = 0,23 \text{ MPa} \leq 3 \text{ MPa (valeur BAEL)}$$

Donc le béton seul suffit pour reprendre les efforts dans la coupole de couverture. Elle sera armée par des aciers forfaitaires.

➤ Armature principale ou radiale

$$A_{sp} = 0,2\% \times e_c \times 100$$

$$A_{sp} = 0,2 \times 12 = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On considère 4HA12 (4,57 cm²)

➤ Armature de répartition

$$A_{sr} = 0,2\% \times e_c \times 100$$

$$A_{sr} = 0,2 \times 12 = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

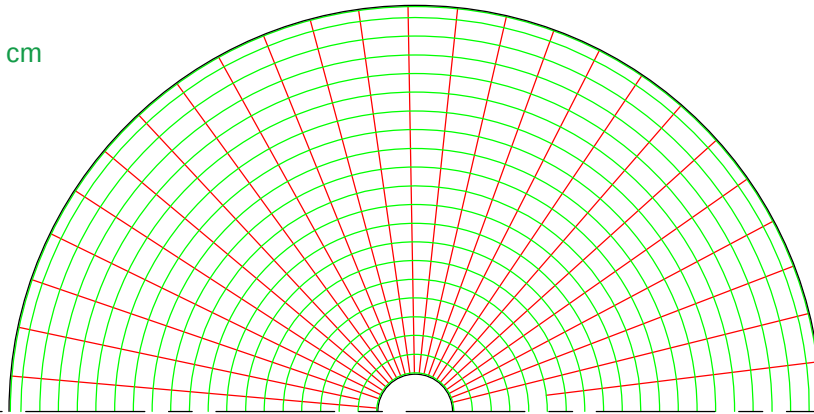
On considère 4HA12 (4,57 cm²) comme des cerces avec un espacement de 20 cm

Plan de ferrailage

plan de ferrailage coupole superieure

Aciers de réparation HA 12 esp 20 cm

cerces HA 12 esp de 20 cm



Annexe 4 : calculs de la ceinture supérieure

Calculs de la ceinture supérieure

➤ ELS

La poussée de la coupole Q1.....66,14 KN

$$Q_u = 66,14 \text{ KN/ml}$$

L'effort de traction correspondant :

$$F = Q_u \times r = 66,14 \times 10,6 = 701,08 \text{ KN}$$

Ferraillage correspondant :

Fissuration très préjudiciable

$$\sigma_{st} = \min \left[\alpha \times \sqrt{\frac{n \times f_{t28}}{\theta}} + \beta n; 0,5 f_e; 90 \sqrt{n \times f_{t28}} \right]$$
$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{701,08}{165 \times 1000} = 42,49 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

On considère 10HA25 (49,01cm²)

Vérification de la section :

$$A_{min} > \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,3 \times 2,4}{500} = 14,40 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales

$$8 \text{ mm} < \phi < \frac{h_0}{10}$$

$$8 \text{ mm} < \phi < 50 \text{ mm}$$

On retient de ϕ 10

Espacement des armatures de répartition

$$st = \min[1,5 h_0, 20 \text{ cm}]$$

$$st = \min[1,5 \times 50; 20]$$

$$\mathbf{st = 20cm}$$

Limitation de la contrainte de traction

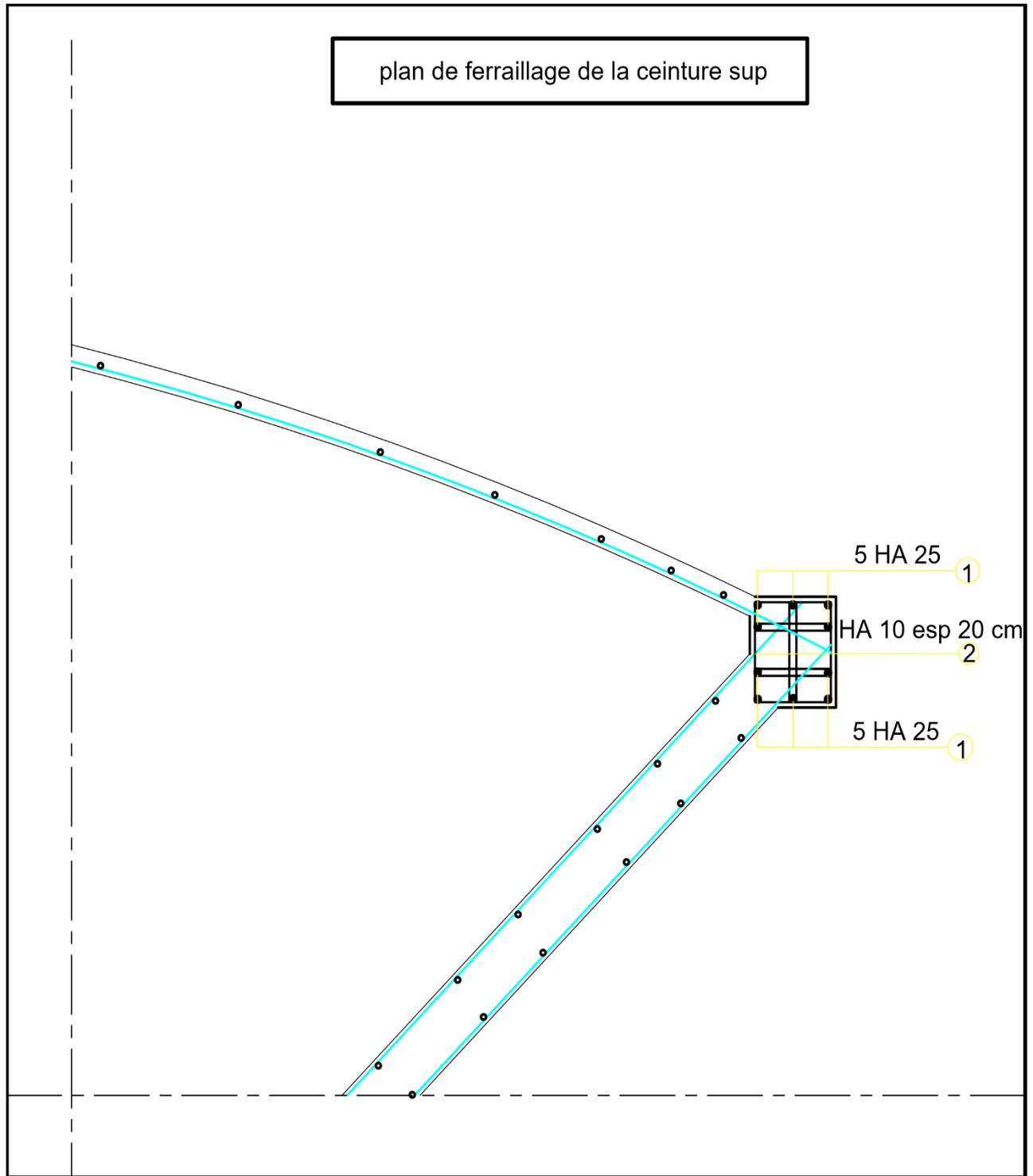
$$\sigma = \frac{F}{b_0 h}$$

$$2,34 \text{ Mpa} < 2,64 \text{ Mpa}$$

La contrainte de traction dans la ceinture supérieure est vérifiée.

Plan de ferraillage

Annexe 5 : plan de ferrailage de la ceinture supérieure



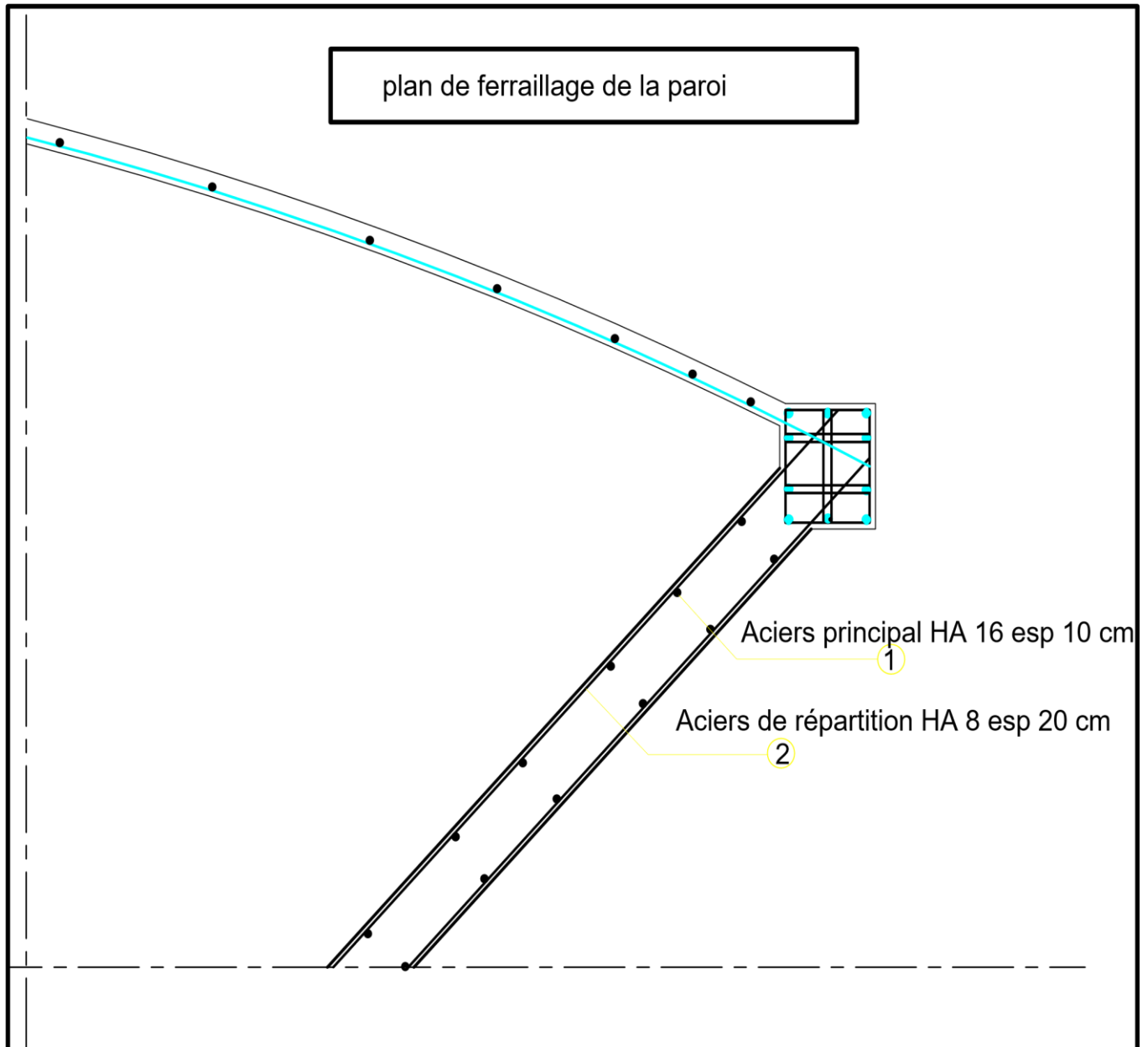
Annexe 6 : calculs des efforts dans la paroi

DESIGNATION	FORMULE	APPLICATION NUMERIQUE	RESULTAT
γ_e			10 kN/m ³
l_e			5,5 m
l_t			6,5 m
α			45°
H			5,5m
r_2			4,1m
F1	$F1 = \frac{\gamma_e \times l}{\sin \alpha \times \cos \alpha} \left(H \left(r_2 + \frac{l}{2} \right) - \left(\frac{r_2^2}{2} + \frac{l}{3} \right) l \times \tan \alpha \right)$	$= \frac{10 \times 5,5}{\sin(45) \times \cos(45)} \left(5,5 \left(4,1 + \frac{5,5}{2} \right) - \left(\frac{4,1^2}{2} + \frac{5,5}{3} \right) 5,5 \times \tan(45) \right)$	1794,83 kN
F2	$F2 = \frac{\bar{\gamma} b \times l}{\sin \alpha} \left(r_2 + \frac{l}{2} \right)$	$= \frac{25 \times 0,30 \times 6,5}{\sin(\alpha)} \left(4,1 + \frac{6,5}{2} \right)$	506,73 kN
F	$F = F1 + F2$	$F = 1794,83 + 506,73$	2301,56 kN
Ast	$Ast = \frac{F}{l \times \sigma_{st}}$	$Ast = \frac{2,30156}{5,5 \times 165,60}$	25,27 cm ² /m
Ast/nappe			12,63 cm ² /m
Vérification de la contrainte			
P'			35,06 kN/ml
C'	$C' = \pi \times D \times \left(\frac{P'}{\sin \alpha} \right)$	$\pi \times 8,2 \left(\frac{35,06}{\sin(45)} \right)$	1277,29 kN

*Étude technique d'un château d'eau en béton armé de 730 m³ du projet
d'alimentation en eau potable à Aguidi au Bénin*

C_1	$c_1 = \frac{2\pi \times \gamma_e \times l}{\sin(\alpha)} \left(H \left(r^2 + \frac{l}{2} \right) - \left(\frac{r^2}{2} + \frac{l}{3} \right) l \times \tan(\alpha) \right)$	$= \frac{2\pi \times 10 \times 5,5}{\sin(45)} \left(5,5 \left(4,1 + \frac{5,5}{2} \right) - \left(\frac{4,1}{2} + \frac{5,5}{3} \right) 5,5 \times \tan(45) \right)$	7974,23 kN
C_2	$c_2 = \frac{2\pi \times \gamma_b \times l \times e}{\sin(45) \times \cos(45)} \left(r^2 + \frac{l}{2} \right)$	$= \frac{2\pi \times 25 \times 6,5 \times 0,30}{\sin(45) \times \cos(45)} \left(4,1 + \frac{6,5}{2} \right)$	4502,69 kN
C			13754,21 kN
$\overline{\sigma_{bc}}$	$\min \left\{ \left(\frac{130e}{r^2} \times (f_{c28})^{\frac{1}{3}} \right); \left(\frac{e + 0.55}{3} \right) \times f_{c28} \right\}$	Min (29,55 ; 8,5)	7,08 MPa
σ_{bc}	$\frac{C}{\pi \times D \times e}$	$= \frac{13754,21 \times 10^{-3}}{\pi \times 8,2 \times 0,30}$	1,78 MPa

Annexe 7 : plan de ferrailage tronc de cône



Annexe 8 : calcul des efforts dans la ceinture d'appui

Si $N' > Q2$ alors la ceinture d'appuis est en compression			
Si $N' < Q2$ alors la ceinture d'appuis est en traction			
DESIGNATION	FORMULE	APPLICATION NUMERIQUE	RESULTAT
C			13754,21 kN
N'	$N' = C \times \cos\alpha$	$N' = 13754,21 \times \cos 45$	9725,70 kN
N''	$N'' = C \times \sin\alpha$	$N' = 13754,21 \times \sin 45$	9725,70 kN
Q2			7001,34 kN
Si $N' > Q2$ alors la ceinture d'appuis est en compression			
Ast_{f25}	$Ast = \frac{N' - Q2}{\sigma_{st}}$	$Ast = \frac{9725,70 - 7528,72}{142,06} \times 10^{-3}$	154,65 cm²

Calcul du moment de torsion engendré par un excentricité de 0,42 m

$$M_x = F \cdot r$$

$$M_x = 2196,98 \times 0,42 = 922,73 \text{ KN.m}$$

La section d'armature pour reprendre les efforts de torsion est obtenue par :

$$Ast = \frac{T_U \cdot U \cdot \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot f_e}$$

$$Ast = \frac{(1,35 \times 0,92273) \times 3,37 \times 1,15}{2 \times 0,593 \times 500} = 81,41 \text{ cm}^2$$

Choix des aciers

8 HA 40 (100,53 cm²)

Conclusion

Par conséquent pour reprendre les efforts de torsion couplé aux efforts normaux de compression, la ceinture d'appui à besoin de 32 HA25+8 HA40

Vérification de la condition de non fragilité

$$\frac{Ast}{b_0 U} \cdot f_e \geq 0,40 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,008141}{0,50 \times 3,37} \times 500 \geq 0,40 \text{ MPa}$$

$$2,41 \text{ MPa} \geq 0,40 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales de torsion sont dimensionnées à partir de la formule suivante :

$$A_t = \frac{T_U \cdot \gamma_s \cdot S_t}{2 \Omega f_e}$$

$$A_t = \frac{(1,35 \times 0,92273) \times 1,15 \times 0,20}{2 \times 0,593 \times 500} = 4,83 \text{ cm}^2$$

Choix des aciers

7 HA 10 (5,50 cm²)

Vérification des contraintes de cisaillement

Dû à la torsion

$$\tau_{ut} = \frac{M_x r}{J}$$

Avec : $J = \sqrt{I_x^2 + I_y^2}$

$$\tau_{ut} = \frac{0,92273 \times 0,42}{0,0635} = 6,10 \text{ MPa}$$

Dû à l'effort horizontal

$$V_x = 2196,98 \text{ KN}$$

$$\tau_{uh} = \frac{V_x}{b_0 h'}$$

$$\tau_u = \frac{2,19698}{0,5 \times 1,062} = 4,14 \text{ MPa}$$

La contrainte admissible de cisaillement pour des aciers inclinés à 45 degrés

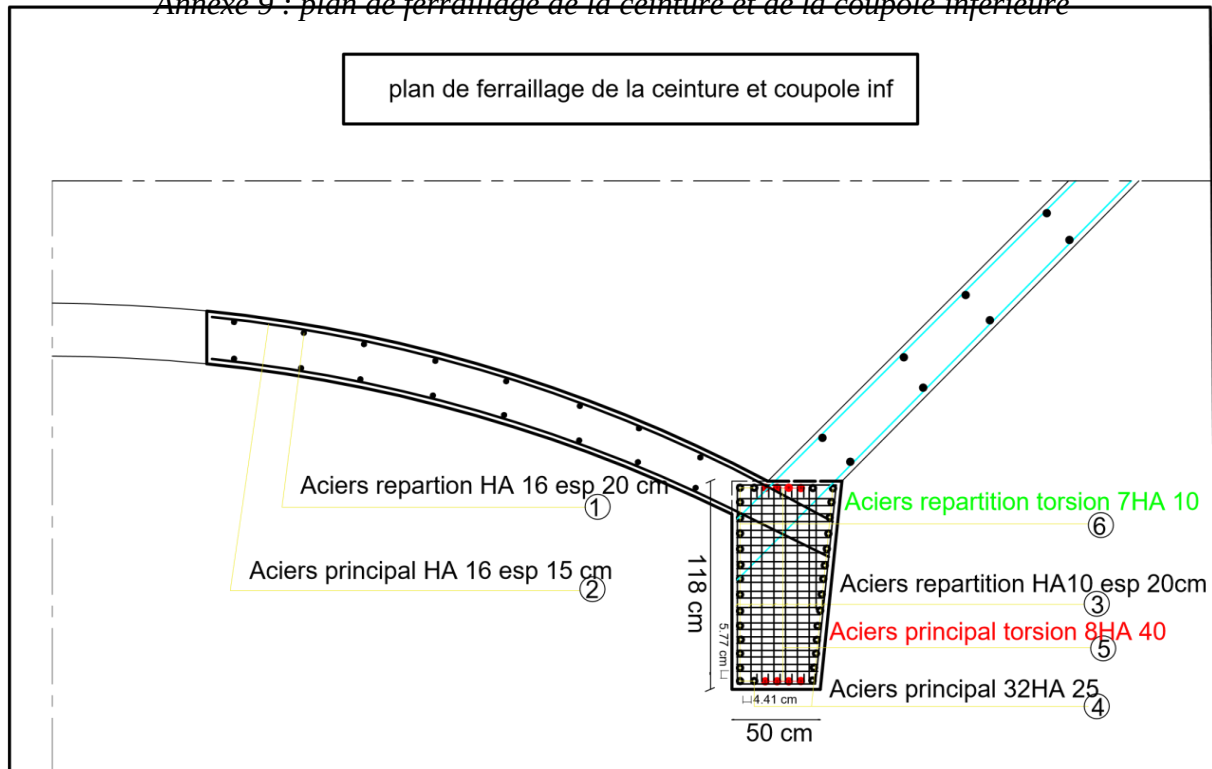
$$\tau_u = \min \left\{ 0,27 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 7 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = 5,4 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ut} + \tau_{uh} \leq \tau_u$$

La condition n'est pas vérifiée il serait plus judicieux de diminuer les efforts de torsion en réduisant le bras de levier qui est à l'origine de ce couple de torsion.

Annexe 9 : plan de ferrailage de la ceinture et de la coupole inférieure



Annexe 10 : calcul de la coupole inférieure

Calculs de la coupole inférieure

$$G = 7,5 + 8,8 + 0,18 + 50,25 + 3,16 = 71,60 \text{ KN/m}^2$$

La charge sur la coupole :

$$Q = G \times S = 68,95 \times 47,01 = 3241,34 \text{ kN}$$

- Charge verticale P1 par mètre linéaire de ceinture :

$$P_1 = P \times \frac{r_1^2 + f_1^2}{2 \times r_1} = 71,60 \times \frac{4,1^2 + 1,025^2}{2 \times 4,1} = 155,95 \text{ kN/ml}$$

- La charge horizontale Q1 par mètre linéaire de ceinture :

$$Q_1 = P_1 \times \frac{r_1^2 - f_1^2}{2 \times f_1 \times r_1} = 155,95 \times \frac{4,1^2 - 1,025^2}{2 \times 1,025 \times 4,1} = 292,40 \text{ kN/ml}$$

- L'effort normal résultant :

$$N = \sqrt{P_1^2 + Q_1^2} = \sqrt{155,95^2 + 292,40^2} = 331,38 \text{ kN/ml}$$

- Vérification de l'épaisseur :

$$\sigma_b = \frac{N}{e_c \times 100} = \frac{331,38}{0,30 \times 1000} = 1,10 \text{ MPa}$$

- Contrainte admissible dans le béton (fascicule 74)

$$\sigma_{adm F74} = \min \left[\frac{100 \times e_c}{R} \times f_{c28}^{1/3}; \frac{e_c + 0,55}{3} \times f_{c28} \right]$$
$$\sigma_{adm F74} = \min \left[\frac{100 \times 0,30}{8,71} \times 30^{1/3}; \frac{0,30 + 0,55}{3} \times 30 \right]$$

$$\sigma_{adm F74} = \min[10,70 \text{ MPa} ; 8,50 \text{ MPa}]$$

$$\sigma_{adm F74} = 8,50 \text{ MPa}$$

$$1,10 \text{ MPa} < 8,50 \text{ MPa}$$

- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{P_1}{e_c \times 100} = \frac{155,95}{0,30 \times 1000} = 0,52 \text{ MPa} \leq 3 \text{ MPa}$$

Ferrailage suivant le méridien :

La section d'acier et la section d'acier minimal définie par le pourcentage minimal par direction 0,30% pour la coupole du fond

$$A_{sp} = 0,3\% \times e_c \times 100$$

$$A_{sp} = 0,3 \times 30 = 9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On considère 6HA16 (9,24 cm²)

- Armature de répartition

$$A_{sp} = 0,3\% \times e_c \times 100$$

$$A_{sp} = 0,3 \times 30 = 9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On considère 6HA16 (9 cm²)

Annexe 11 : calcul du fut

Calculs du fut

Notre structure en béton est un élément encastre dans un massif de sol et articulé de l'autre donc pour simplifier les calculs,

la longueur de flambement est égale à :

$$L_f = 0,7L$$

$L_f = L$ Pour les autres cas

$$L_f = 0,7 \times 3,15 \text{ m} = 2,205 \text{ m}$$

L'élancement $\lambda = \frac{L_f}{i}$ avec pour $i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{\frac{b \times e^3}{12}}{b \times e}} = 0,087$

$$\lambda = \frac{2,205}{0,087} = 25,34$$

Calcul de voile inferieure

$$N_u = 1,35 \left(p + \sum p_d + \sum p_v \right) + 1,50Q$$

$$p_d = \pi \times r^2 \times e \times \gamma_b$$

$$p_d = \pi \times 3,93^2 \times 0,30 \times 25 = 363,91 \text{ KN}$$

$$p_v = \pi \times D \times e \times h \times \gamma_b$$

$$P_v = \pi \times 8,01 \times 0,30 \times 3,30 \times 25 = 622,81 \text{ KN}$$

$$P'_v = \pi \times 8,01 \times 0,30 \times 1,8 \times 25 = 339,71 \text{ KN}$$

Tous les paliers ne pouvant être exploités au même moment nous allons considérer une charge d'exploitation $g = 2 \text{ KN/m}^2$ (Norme NF 65) uniquement sur un seul palier.

$$G = g \times S$$

$$G = 2 \times \pi \times 3,93^2 = 97,04 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35[14121,08 + (339,71 + 7 \times 363,91 + 7 \times 622,81)] + 1,50 \times 97,04$$

$$N_u = \mathbf{28992,13 \text{ KN}}$$

$$N_{ser} = P + Q$$

$$N_{ser} = [14121,08 + 339,71 + 7 \times 363,91 + 7 \times 622,81] + 97,04$$

$$N_{ser} = \mathbf{21464,87 \text{ KN}}$$

Calcul de la charge qui sera considérée sur une longueur linière de 1 m

$$n_u = \frac{N_u}{\pi \times D}$$

$$n_u = \frac{28992,13}{\pi \times 8,2} = 1126 \text{ KN}$$

$$n_{ser} = \frac{N_{ser}}{\pi \times D}$$
$$n_{ser} = \frac{21464,87}{\pi \times 8,2} = 833,65 \text{ KN}$$

Contrainte dans le voile

$$\sigma_u = \frac{28,99213}{\pi \times 8,2 \times 0,30} = 3,75 \text{ MPa}$$

Calcul de l'effort normal limite dans le béton

$$N_{lim} = \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_{min} \cdot f_e}{\gamma_s} \right)$$

$$B_r = 0,22 \text{ m}^2$$

$$A_{min} = 0,001 \times B = 3 \text{ cm}^2$$

$$N_{lim} = 0,64 \times \left(\frac{0,22 \times 25}{0,9 \times 1,5} + \frac{3 \cdot 10^{-4} \times 500}{1,15} \right) = 3,28 \text{ MN}$$

La contrainte limite dans le béton

$$\sigma_{ulim} = \frac{N_{lim}}{B}$$

$$\sigma_{lim} = \frac{3,28}{0,30} = 10,93 \text{ MPa}$$

$\sigma_u < \sigma_{lim}$ Alors le béton a lui seul peut reprendre les efforts de compression mais cependant une section d'acier est prévue par les dispositions constructives

$$A_{min} = B \times 10^4 \max \left[0,001; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \times \left(\frac{\sigma_u}{\sigma_{ulim}} - 1 \right) \right]$$
$$0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \times \left(\frac{\sigma_{min}}{\sigma_{ulim}} - 1 \right) = 0,0015 \times \frac{400 \times 1,4}{500} \times \left(\frac{3,70}{10,93} - 1 \right)$$
$$A_{min} = B \times 10^4 \max [0,001; -1,0310^{-3}]$$
$$A_{min} = B \times 10^4 \times 0,001 = 3 \text{ cm}^2$$

Par face $A_{min} = 1,5 \text{ cm}^2$

Esp doit être inférieure au min entre 33cm et $2e_v = 60 \text{ cm}$

Choix d'acier

HA 10 (1,57 cm²) esp de 33 cm

Armature horizontale

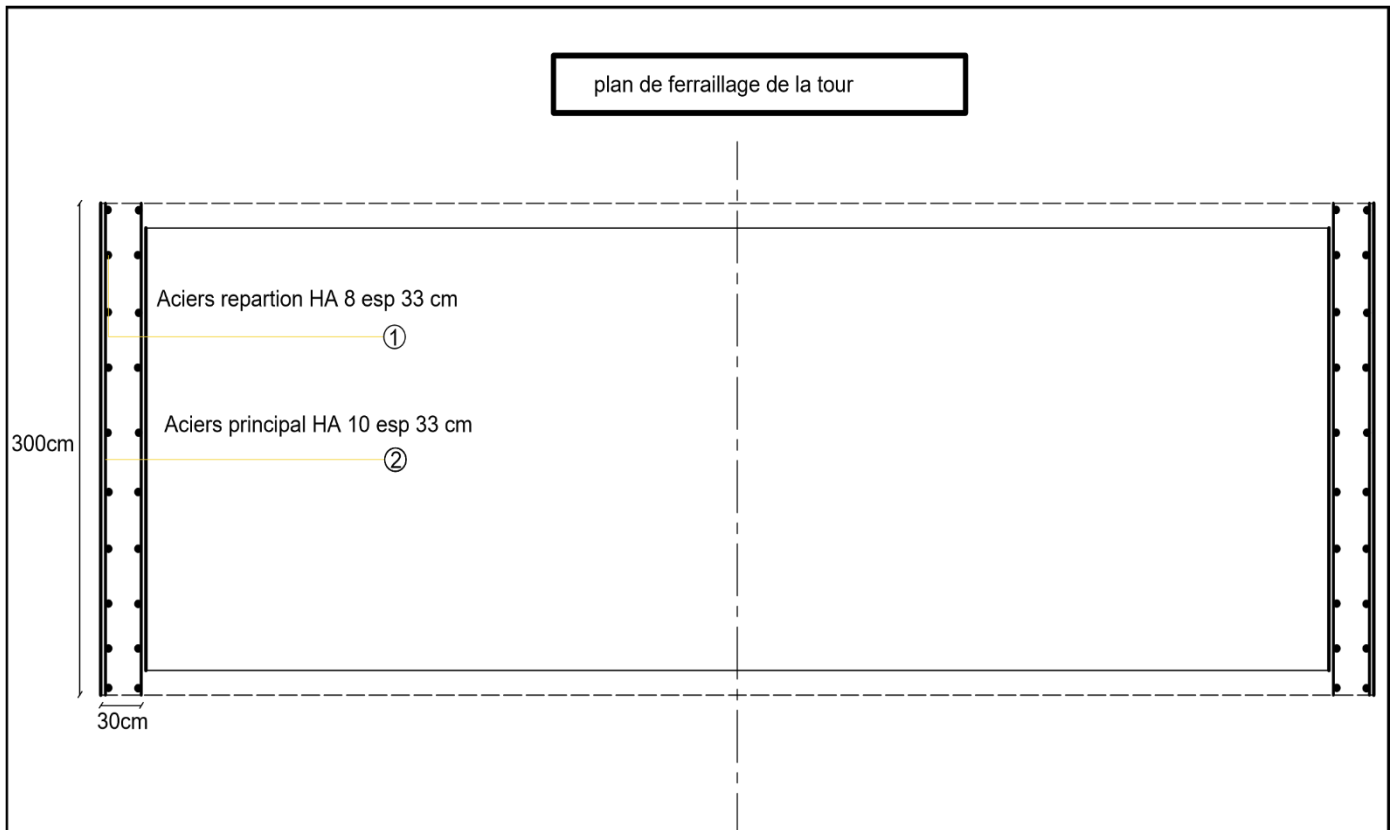
$$A_{min} = \max \left[\frac{2}{3} A_{min}; 0,001 \right]$$

$$A_{min} = 2 \text{ cm}^2$$

Choix d'acier

HA 8 (1,01 cm²) esp 33 cm

Plan de ferrailage



Annexe 12 : calcul du radier

Calcul du radier

Prédimensionnement

La contrainte du sol fournie par l'étude géotechnique est de 0,50 MPa

$$\begin{aligned}\sigma_{semelle} &\leq \sigma_{sol} \\ \sigma_{semelle} &= \frac{N_{ser}}{\frac{\pi \times D^2}{4}} \\ D^2 &= \frac{N_u \times 4}{\pi \times \sigma_s} \\ D^2 &= \frac{21,46487 \times 4}{\pi \times 0,5} = 54,69 \text{ m} \\ D &\geq 7,40 \text{ m}\end{aligned}$$

Prenons $D = 16,30 \text{ m}$

Calcul de la hauteur d de la semelle

$$\begin{aligned}d &= \frac{D}{2} \\ d &= \frac{16,30}{2} = 8,15 \text{ m}\end{aligned}$$

La hauteur h est déterminée en résolvant l'inégalité au non poinçonnement (art.A.5.24 BAEL 91)

$$\begin{aligned}N_u &= 0,07 \times U_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ h_r &\geq \frac{p_u}{0,07 \times U_c \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}}\end{aligned}$$

Avec : $U_c = \pi \times D_{moy} \times h_r$ et $D_{moy} = \frac{D_r + d}{2}$

$$\begin{aligned}h_r^2 + D_{moy} \times h_r - \frac{\gamma_b \times N_u}{0,07 \times \pi \times f_{c28}} &\geq 0 \\ c = \frac{\gamma_b \times N_u}{0,07 \times \pi \times f_{c28}} &= \frac{1,5 \times 42,13952}{0,07 \times \pi \times 30} = 9,58 \\ h_r^2 + D_{moy} \times h_r - c &\geq 0\end{aligned}$$

Solution 1

$$h_r \geq \frac{D_{moy} \mp \sqrt{D_{moy}^2 + 4c}}{2}$$

$$h_r \geq \frac{-12,23 \mp \sqrt{12,23^2 + 4 \times 9,58}}{2} = 0,74m$$

Justification de la contrainte a ELU

$$\sigma_{sol\ ELU} \geq \frac{N_u + 1,35 (P_{semelle} + P_{terre})}{S}$$

$$P_{semelle} = \gamma_b \times \pi \times R^2 \times h_r = 25 \times \pi \times 8,15^2 \times 0,75 = 3912,61\ KN$$

$$\sigma_v = \frac{\sigma_H}{Ka}$$

$$P_{terre} = \sigma_v \times S = \gamma_s \times H \times \pi \times R^2$$

$$P_{terre} = 19 \times 2,90 \times \pi \times (8,15 - 0,75)^2 = 9479,05\ KN$$

$$= \frac{N_u + 1,35 (P_{semelle} + P_{terre})}{S}$$

$$\frac{N_u + 1,35 (P_{semelle} + P_{terre})}{S} = \frac{28992,13 + 1,35 \times (3912,61 + 9479,05)}{\pi \times 8,15^2 \times 1000} = 0,23MPa$$

$$\sigma_{sol\ ELU} = 1,5\sigma_{sol\ ser} = 1,5 \times 0,5 = 0,75MPa$$

$$\sigma_{sol\ ELU} > 0,23\ ok$$

$$h = \frac{L}{10} \text{ Pour les poutres isostatiques}$$

$$h = 1,65\ m$$

$$f_{MAX} \leq f_{adm}$$

$$\frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{250}$$

E : Module de déformation différée

I : le moment quadratique de la section

L : la longueur/ diamètre semelle

$$\frac{5 \times 0,196 \times 16,30^4}{384 \times 8389,53 \times 0,37434375} = 57\ mm$$

$$\frac{16300}{250} = 65,2\ mm$$

La semelle à une épaisseur de 1,65 m à une distance x = 4,3 m mais nous adapterons une épaisseur différente au bout de la semelle en fonction du type d'ancrage.

- Equerre normalisée
- Retour normalisée
- Crochet normalisée

Nous retenons un retour normal à 45°

$$h = 10 \times \emptyset \times \cos(45) + 2r + 2 \times c$$

Avec ;

r = 5,5Ø pour les crochets des barre tendues

Ø : diamètre de l'acier

$$h = 10 \times 4 \times \cos(45) + 2 \times 5,5 \times 4 + 2 \times 3 = 75,28 \text{ cm}$$

Nous aurons un radier général de forme trapézoïdale $H_0 = 1,65\text{m}$ et $h_0 = 0,75\text{m}$

- Dimensionnement de la semelle

Descente de charge

Pour la suite des calculs nous allons considérer que la semelle est reversée recevant ainsi l'équivalence des charges transmises par la tour. Nous conduirons les calculs de la semelle en la considérant comme une poutre de section $1\text{m} \times 0,75\text{m}$

Calcul des moments fléchissants et des efforts tranchants

- A l'ELU

$$q_u = \frac{2 \times 1126}{16,30} = 138,16 \text{ KN/m}$$

Calcul des moments du tronçon 0 à 4,05

$$M_x = \frac{-qx^2}{2}$$

$$T_x = q_u x$$

Pour x = 0 m

$$M_0 = 0$$

$$T_0 = 0$$

Pour x = 4,05 m

$$M_{4,05} = 1133,11 \text{ KN.m}$$

$$T_{4,05} = 559,54 \text{ KN}$$

Calcul des moments du tronçon 4,05 à 12,25

$$M_x = \frac{-qx^2}{2} + F(x - 4,05)$$

Pour x = 4,05 m

$$M_{4,05} = 1133,11 \text{ KN.m}$$

Pour x = 12,25 m

$$M_{12,25} = 1133,11 \text{ KN.m}$$

Pour x = 8,15 m

$$M_{8,15} = 28,13 \text{ KN.m}$$

En travée

$$M_t = \frac{138,16 \times 8,20^2}{8} - 1133,11$$

$$M_t = 28,12 \text{ KN.m}$$

- A P'ELS

$$q_{ser} = \frac{2 \times 833,65}{16,30} = 102,29 \text{ KN/m}$$

Calcul des moments du tronçon 0 à 4,05

$$M_x = \frac{-qx^2}{2}$$

$$T_x = q_u x$$

Pour x = 0 m

$$M_0 = 0$$

$$T_0 = 0$$

Pour x = 4,05 m

$$M_{4,05} = 838,90 \text{ KN.m}$$

$$T_{4,05} = 414,27 \text{ KN}$$

Calcul des moments du tronçon entre 4,05 à 12,25

$$M_x = \frac{-qx^2}{2} + F(x - 4,05)$$

Pour x = 4,05 m

$$M_{4,05} = 838,90 \text{ KN.m}$$

Pour x = 12,25 m

$$M_{12,25} = 838,90 \text{ KN.m}$$

Pour x = 8,15 m

$$M_{12,25} = 20,79 \text{ KN.m}$$

En travée

$$M_t = \frac{102,29 \times 8,20^2}{8} - 838,90$$

$$M_t = 20,85 \text{ KN.m}$$

	L'ELU	L'ELS
Moment sur appui	1133,11 <i>KN.m</i>	838,90 <i>KN.m</i>
Moment en travée Max	28,12 <i>KN.m</i>	20,85 <i>KN.m</i>
Effort tranchant Max	559,54 <i>KN</i>	414,27 <i>KN</i>

Calcul des armatures

En travée

Données : $h' = 0,68 \text{ m}$; $b = 1 \text{ m}$; $h = 0,75$; $M_{\text{tser}} = 20,85 \text{ MN.m}$; $M_{\text{aser}} = 838,90 \text{ MPa}$

$R_a = 144 \text{ MPa}$; $R_b = 7,2 \text{ MPa}$

Le bras de levier est égal à :

$$Z = \frac{6}{7} \times 0,68 = 0,58$$

$$y = \frac{3}{7} \times 0,68 = 0,29$$

L'effort dans les aciers

$$F = \frac{M}{Z}$$

$$F = \frac{20,85}{0,58} = 35,95 \text{ KN}$$

Acier principal

$$A_s = \frac{F}{R_a}$$

$$A_{st} = \frac{0,03595}{144} = 2,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Choix acier

2HA14 (3,08 cm²)

Sur Appui

$$A_{sa} = A_{st} \times \frac{M_a}{M_t}$$

$$A_{sa} = 2,50 \times \frac{838,90}{20,95} = 100,11 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Choix acier

8HA40 (100,53 cm²)

Vérification du cisaillement

$$T_{\text{max}} = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 h'}$$

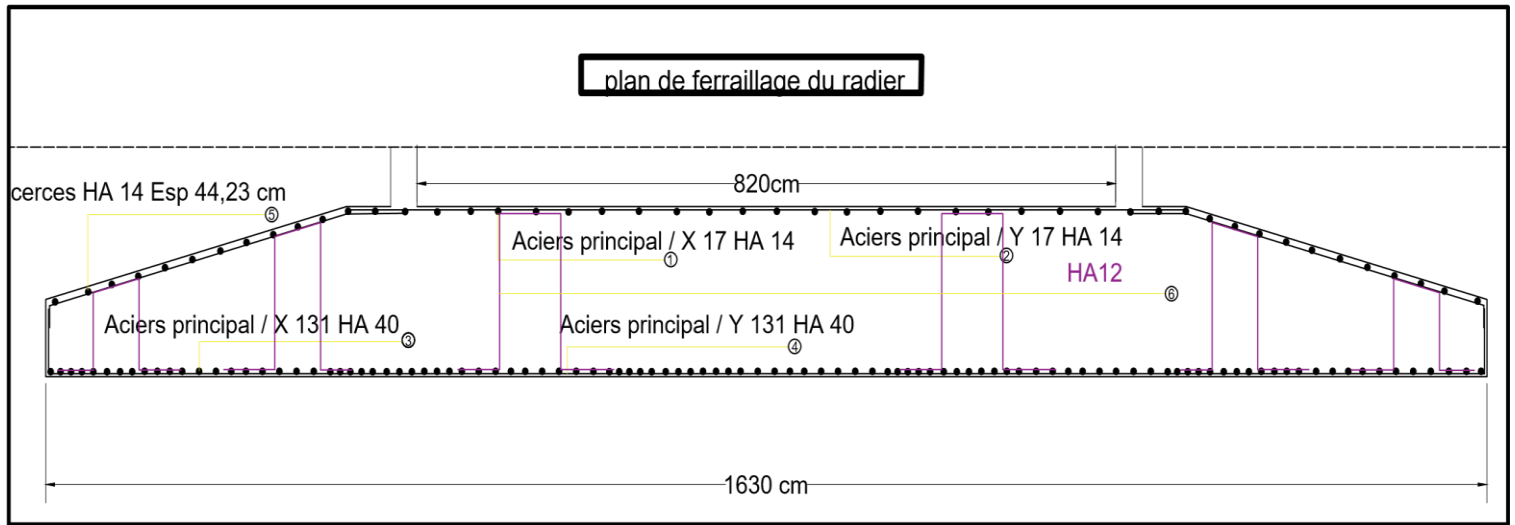
$$T_{\text{max}} = \frac{0,41427}{0,65} = 0,64 \text{ MPa}$$

La contrainte admissible de cisaillement

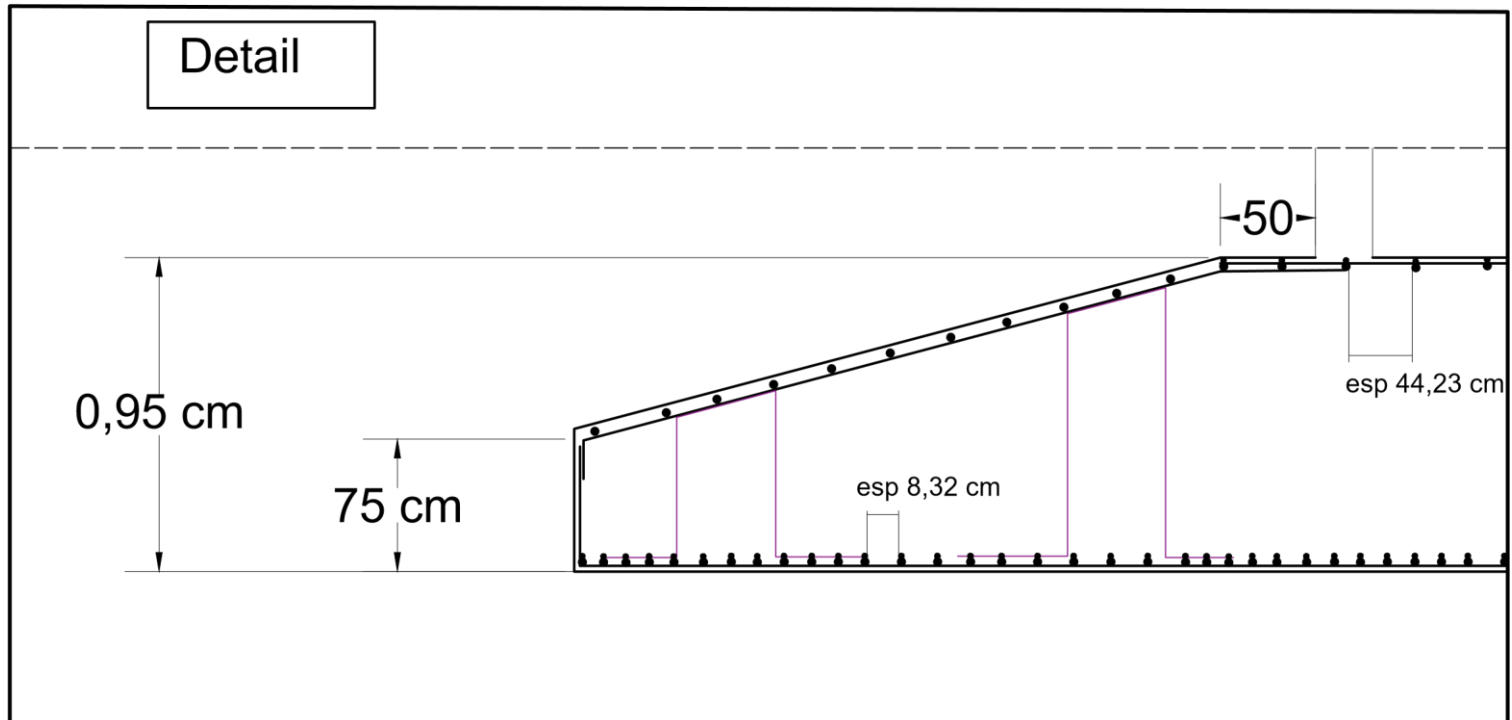
$$T_{ad} = \frac{7,2}{10} = 0,72 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement est vérifiée.

Plan de ferrailage



Detail



Annexe 13 : choix des aciers

		Sections totale d'acier en cm ²									
Diamètres	Masse kg/m	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	0.222	0.28	0.57	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.83
8	0.395	0.50	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.52	5.03
10	0.617	0.79	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85
12	0.888	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.05	10.18	11.31
14	1.210	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.78	12.31	13.85	15.39
16	1.580	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10	20.11
20	2.466	3.14	6.28	9.42	12.57	15.71	18.85	21.99	25.13	28.27	31.42
25	3.850	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09
32	6.313	8.04	16.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.38	80.42
40	9.864	12.57	25.13	37.70	50.26	62.83	75.40	87.96	100.53	113.09	125.66

Annexe 14 : Avantages et inconvénients des réservoirs en fonction des types de matériau

• Avantages des réservoirs métalliques ✓ Le métal offert une grande résistance aux pressions internes et externes. ✓ Il supporte bien les charges dynamiques ✓ Peu de risque de fissuration comme dans le béton ✓ Les réservoirs métalliques sont souvent préfabriqués en usine et montés sur site par simple boulonnage ou soudure ✓ Un gain en temps considérable lors de la construction ✓ Le réservoir peut être démonté, transporté et remonté ailleurs ✓ Bonne résistance aux conditions climatiques	• Inconvénients des réservoirs métalliques ✓ Sensibilité à la corrosion ✓ Cout d'entretien très élevé ✓ Très sensible à la température ✓ Risque de contamination de l'eau
• Avantages des réservoirs en maçonnerie ✓ Grande durabilité ✓ Stabilité thermique de l'eau dans le réservoir ✓ Faible cout d'entretien ✓ Matériaux disponibles localement ✓ Rentabilité à long terme grâce à sa longévité.	• Inconvénients des réservoirs en maçonneries ✓ Temps de construction long ✓ Risque de fissuration ✓ Poids élevé ✓ Impossible à démonter ou déplacer ✓ Réparations complexes en cas de fuite
• Avantages des réservoirs en béton armée ✓ Une grande résistance mécanique ✓ Durabilité élevé (plus de 60 ans) ✓ Bonne étanchéité ✓ Bonne résistance aux pressions internes et externes ✓ Adapté aux grands volumes de stockage ✓ Faible cout d'entretien ✓ Matériaux disponibles localement ✓ Bonne stabilité thermique de l'eau dans le réservoir	• Inconvénients des réservoirs en béton armé ✓ Cout de construction élevé ✓ Temps de réalisation long ✓ Risque de fissuration ✓ Difficulté de réparation en cas de problème ✓ Poids important ✓ Risque de corrosion des armatures

*Étude technique d'un château d'eau en béton armé de 730 m³ du projet
d'alimentation en eau potable à Aguidi au Bénin*

Annexe 15 : devis estimatif

N°	DESIGNATION	UNITE	ELEMENTS	QUANTITE	PRIX UNITAIRE	PRIX TOTAL
1	Etude, installation chantier et travaux de préparatoire					
1.1	Etudes du projet	ft	2		50000000	100000000
1.2	Etude d'impact environnementale et sociale	ft	1		50000000	100000000
1.3	Installation du chantier	ft	1		30000000	30000000
1.4	Plan d'exécution	ft	1		500000	500000
	Plan de recollement	ft	1		500000	500000
1.5	Débroussaillage et nettoyage de la parcelle	m ²	1	292,55	292550	292550
1.6	Terrassement et implantation	m ³	1	770,65	3000	2311950
1.7	Remblayage autour des fondations par les matériaux de déblais excavés	m ³	1	493,8	2000	287600
	Sous total					233392100
	Béton et coffrage					
2	Béton armée fondation					
2.1	Béton de propriété (dosé à 150kg/m ³)	m ³	1	6,26	125000	782500
2.2	Béton pour fondation (dosé à 350kg/m ³)	m ³	1	276,85	252783	69982973,60
2.3	Coffrage soigne pour fondation	m ²		181,06	925	167480,50
2.4	Sous total 2					70932954,10
3	Béton armée tour (dosé à 350kg/m ³)					
3.1	Béton pour tour (voile)	m ³	7	162,29	252783	41024153,10
3.2	Coffrage soigne pour tour	m ²	7	1081,96	925	1000813
3.3	Sous total 2,2					42024966,10
4	Béton armée dalle intermédiaire (dosé à 350kg/m ³)					
4.1	Béton pour dalle intermédiaire	m ³	7	102,93	252783	26018954,2
4.2	Coffrage soigné pour dalle intermédiaire	m ²	14	686,23	925	634762,75
4.3	Sous total 2,3					26653716,90
5	Ceinture d'appui (dosé à 350kg/m ³)					
5.1	Béton pour ceinture d'appui	m ³	1	7,72	252783	1951484,76
5.2	Coffrage soigné pour ceinture d'appui	m ²		31,85	925	29461,25
5.3	Sous total 2,4					1980946,01
6	Dalle de fond cuve (dosé à 350kg/m ³)					
6.1	Béton pour fond de cuve	m ³	1	15,58	252783	3938359,14
6.2	Coffrage pour fon de cuve	m ²		28,05	925	25946,25
6.3	Sous total 2,5					3964305,39
7	Paroi tronconique (dosé à 350kg/m ³)					
7.1	Béton pour paroi tronconique	m ³	1	90,05	252783	22763109,20
7.2	Coffrage soigné pour paroi tronconique	m ²		133,07	925	123089,75
7.3	Sous total 2,6					22886198,90
8	Cheminée (dosé à 350kg/m ³)					
8.1	Béton pour cheminée	m ³	1	5,52	252783	1395362,16
8.2	Coffrage soigné pour cheminée	m ²		73,31	925	67811,75
8.3	Sous total 2,7					1463173,91
9	Ceinture supérieure (dosé à 350kg/m ³)					
9.1	Béton pour ceinture supérieur	m ³	1	15,20	252783	3842301,60
9.2	Coffrage soigné pour ceinture supérieur	m ²		60,79	925	56230,75

*Étude technique d'un château d'eau en béton armé de 730 m³ du projet
d'alimentation en eau potable à Aguidi au Bénin*

9.3	Sous total2,8					3898532,35
10	Coupole supérieur (dosé à 350kg/m ³)					
10.1	Béton pour coupole supérieur	m ³	1	16,78	252783	4241698,74
10.2	Coffrage pour coupole supérieure	m ²		139,86	925	129370,50
10.3	Sous total2,9					4371069,24
11	Lanterneau (dosé à 350kg/m ³)					
11.1	Béton pour lanterneau	m ³	1	0,30	252783	75834,90
11.2	Coffrage soigné pour lanterneau	m ²		5,80	925	5365
11.3	Sous total 2,10					81199,90
	Sous total					178257063
	Génie civil aciers haute adhérence fe 500					
12	Fondation	Kg	1	48265,73	3000	144797203
13	Tour	Kg	1	4372,20	3000	13116600,40
14	Dalle intermédiaire	Kg	7	2324,65	3000	48817650
15	Ceinture d'appui	Kg	1	15906,40	3000	47719202,80
16	Coupole inférieure	Kg	1	2760,30	3000	8280895,92
17	Paroi tronconique	Kg	1	13986,08	3000	41958243
18	Coupole supérieure	Kg	1	4528,73	3000	13586200,20
19	Cheminée	Kg	8	75,71	3000	227128,95
20	Ceinture supérieure	Kg	1	2985,09	3000	8955267
21	Lanterneau	Kg	1	35,01	3000	105000
Sous total						327563391
Total						739212554
Majoration de 10%						73921255,40
TAV (18%)						13305826
Cout provisoire						826439636